VISIT…

КУРС ИНЖЕНЕРНОЙ ГЕОДЕЗИИ

Под редакцией
доктора технических наук,
профессора *В.Е. НОВАКА*

Допущено Государственным комитетом СССР по народному образованию в качестве учебника для студентов строительных специальностей вузов

МОСКВА «НЕДРА» 1989

ББК 26.1
К 93
УДК 528.48 (075)

Авторы: *В. Е. Новак* (предисловие, введение, гл. 22, 23, § 58—62), *В. Ф. Лукьянов* (гл. 3, 9—11, 16, § 3, 6, 26—31, 33, 79—81, 83, 85, совместно с Ю. И. Кирочкиным § 64), *В. В. Буш* (гл. 6, 21, § 65, 66), *М. И. Киселев* (гл. 4), *Я. А. Сокольский* (гл. 15, § 1, 2, 4, 5, 7, 84), *Н. Н. Борисов* (§ 40), *Н. В. Ангелова* (§ 63), *Ю. И. Кирочкин* (гл. 19, § 86), *В. Г. Ладонников* (§ 32), *Д. А. Найденов* (гл. 20, § 41—44), *И. И. Ранов* (гл. 12, § 8, 82), *И. А. Седельникова* (гл. 8).

Рецензенты: *кафедра* инженерной геодезии Новосибирского института инженеров геодезии, аэрофотосъемки и картографии; д-р техн. наук, проф. *А. А. Визгин*

К $\frac{1902020000—285}{043\ (01)—89}$ 337—89

ISBN 5-247-00719-0

© Издательство «Недра», 1989

ПРЕДИСЛОВИЕ

Основной задачей в капитальном строительстве является повышение эффективности капитальных вложений за счет улучшения планирования, проектирования и организации строительного производства, сокращения продолжительности и снижения стоимости строительства. В соответствии с планами развития народного хозяйства в СССР постоянно расширяется строительство крупных промышленных и агропромышленных комплексов, городов, гидротехнических сооружений. Большой объем работ ведется по созданию различных прецизионных сооружений, таких как ускорители заряженных частиц, крупные реакторы, радиотелескопы, высотные телебашни, градирни и т. п. Широко осваивается морской шельф и подземное пространство. Все это ведет к усложнению и повышению точности строительно-монтажных работ.

Инженерно-геодезические работы стали неотъемлемой частью технологического процесса строительства, сопутствуя всем этапам создания сооружения. От оперативного и качественного геодезического обеспечения во многом зависят качество и сроки строительства. Инженер-строитель является командиром строительного производства, поэтому он должен быть специалистом широкого профиля. Ему необходимо знать состав и технологию геодезических работ, обеспечивающих изыскания, проектирование, строительство и эксплуатацию сооружений. Он должен уметь квалифицированно ставить перед соответствующими геодезическими службами конкретные задачи, курировать и направлять эти работы, использовать топографо-геодезический материал, выполнять типовые детальные разбивки для отдельных строительных операций и регламентные исполнительные съемки результатов строительно-монтажных работ.

Учебник написан в соответствии с программой курса «Инженерная геодезия», для следующих специальностей: промышленное, гражданское, теплоэнергетическое, гидротехническое и сельскохозяйственное строительство, градостроительство, теплогазоснабжение и вентиляция, водоснабжение и канализация, техническая эксплуатация зданий и сооружений.

Материал в учебнике изложен от общего к частному. Он включает в себя две части: «Основы геодезии и топографии» и «Геодезия в строительстве». Как показала практика, такое деление методически целесообразно. После изучения общих вопросов геодезических работ студент переходит к специальным, с которыми инженер-строитель имеет дело на производстве — при выполнении им работ на всех этапах создания сооружения: инженерных изысканиях, проектировании, строительстве и эксплуатации. Рассмотрены вопросы организации и техники безопасности геодезических работ в строительстве.

При работе над учебником авторы использовали опыт преподавания этой дисциплины на протяжении ряда лет в МИСИ им. В. В. Куйбышева.

ВВЕДЕНИЕ

Общие сведения о геодезии и ее научных дисциплинах

Геодезия — наука, изучающая форму и размеры Земли, а также отдельных участков ее поверхности. В геодезии разрабатывают различные методы и средства измерений для решения различных научных и практических задач, связанных с определением формы и размеров Земли, изображения всей или отдельных частей ее на планах и картах, выполнения работ, необходимых для решения различных производственно-технических и оборонных задач. В геодезии применяются преимущественно линейные и угловые измерения.

В процессе своего развития геодезия разделилась на ряд научных и научно-технических дисциплин: высшую геодезию, топографию, фотограмметрию, картографию и инженерную (прикладную) геодезию.

Высшая геодезия — наука, предметом исследования которой является форма, размер и внешнее гравитационное поле Земли (значения и направления силы тяжести в окружающем Землю пространстве и на ее поверхности). Высшая геодезия занимается также методами точных измерений и способами их обработки с целью определения взаимного положения точек на земной поверхности в единой системе координат. Запуск искусственных спутников Земли положил начало развитию нового направления высшей геодезии — космической геодезии.

Топография — научная дисциплина, занимающаяся съемкой земной поверхности и разработкой способов изображения этой поверхности на плоскости в виде топографических планов. Топографическими съемками называются практические работы по созданию оригинала топографического плана. В зависимости от применяемых при этом технических средств виды съемок подразделяют на тахеометрическую, мензульную, аэрофототопографическую и фототеодолитную.

Картография — наука, изучающая вопросы картографического изображения и разрабатывающая методы создания карт и их использования. Картография тесно связана

с геодезией, топографией и географией. Результаты геодезических определений размеров и формы Земли и координат пунктов геодезических сетей, а также результаты топографических съемок используются в картографии в качестве исходной основы для составления карт. География дает необходимые данные о сущности изображаемых на картах предметов, явлений природы и общественной жизни.

Фотограмметрия (измерительная фотография) — научно-техническая дисциплина, изучающая способы определения формы, размеров и положения объектов в пространстве по их фотографическим изображениям. Фотограмметрия применяется в различных областях науки и техники: в геодезии, архитектуре и строительстве, астрономии, военно-инженерном деле и артиллерии, географии и океанологии, в медицине, в космических исследованиях и др. Наибольшее применение фотограмметрия получила в топографии, где объектом изучения и измерения является земная поверхность.

Здесь задача фотограмметрии состоит в том, чтобы полевые измерения на местности, необходимые для создания топографической карты или плана, заменить измерениями в производственных помещениях на аэрофотоснимках при помощи специальных фотограмметрических приборов. Часть фотограмметрии, в которой изучают не только способы определения планового положения объектов, но и способы измерения рельефа, называется стереофотограмметрией. Фотограмметрия является теоретической основой фототопографии, изучающей и разрабатывающей методы и средства создания топографических карт и планов по фотоснимкам местности.

Инженерная (*прикладная*) *геодезия* — наука, которая изучает вопросы приложения геодезии к инженерному делу.

Предметом инженерной геодезии является исследование и разработка методов и средств геодезического обеспечения всех видов строительства на различных его этапах, при реконструкции, расширении и эксплуатации сооружений, в землеустройстве, при лесотехнических работах, при поисках, разведке, разработке и охране природных ресурсов, монтаже и наладке сложных машин и т. п. В настоящее время трудно назвать область народного хозяйства, где бы инженерная геодезия не имела применения.

Краткий очерк развития инженерной геодезии

Современные археологические раскопки свидетельствуют, что геодезия возникла и развивалась на основе разнообразной практической деятельности человека. Древнейшие цивилизации, существовавшие за несколько тысяч лет до нашей эры в Египте, Передней и Средней Азии и других районах мира, уже умели делить пахотные земли на участки, использовать простейшие геодезические измерения для строительства ирригационных каналов и различных сооружений. С развитием и расширением землеустроительных и строительных работ опыт этих измерений накапливался. Из Египта геодезические работы перешли в Грецию, а потом в Древний Рим. В этих государствах геодезические знания начали оформляться в науку.

Используя знания в области геодезии, строили пирамиды, храмы, крепости, маяки, гидротехнические сооружения, туннели, дороги большой протяженности, водопроводные сети, античные здания и т. д. Многие из этих сооружений и в настоящее время поражают своей сложностью и искусством исполнения. Древние строители умели выносить оси сооружений, разбивать круговые кривые, строить прямые углы, передавать высотные отметки, задавать уклоны, обеспечивать вертикальность сооружений, выполнять трассировочные работы, обеспечивать сбойки туннелей и выполнять другие виды инженерно-геодезических работ. Изучение сохранившихся сооружений Древнего мира показывает, что линейные измерения в то время проводились с относительной ошибкой 1/2000—1/3000, угловые — 2—4′, высотные — 1—2 см. Эта точность измерений сохранилась почти до конца XVIII в.

В России первые данные о геодезических измерениях относятся к 1068 г., когда между Керчью и Таманью (бывшие Корчев и Тмутаракань) по льду была измерена ширина Керченского пролива. Первая карта в нашей стране, известная под названием «Большой чертеж», была составлена на Европейскую часть территории страны в 1598 г. Подобные карты («чертежи») составлялись и в следующем XVII столетии. Для своего времени они имели большое значение. Материалами для них служили схематические чертежи, составляемые по отдельным рай-

онам на основе опросов. На всех картах XVI и XVII вв. имеются весьма большие искажения и много ошибок.

Первые инструментальные съемки были начаты в XVIII в. Это было обусловлено реформами государственного управления, проводимыми при Петре I (1672—1725 гг.), экономическим развитием страны и военными задачами. В XVIII в. широкий размах в России получили инженерно-геодезические работы, связанные с развитием водного транспорта. Начали выполняться работы по съемке городов. Чем дороже стоила земля, тем крупнее устанавливался масштаб съемки.

Дальнейшее развитие инженерно-геодезических работ в России произошло в XIX столетии в связи с промышленной революцией, когда резко возросло количество строящихся заводов, железных дорог, туннелей, судоходных каналов и т. п. В конце прошлого столетия, когда в крупных городах возник вопрос о сооружении водопроводных и канализационных сетей, городские управы расширили объемы геодезических съемок городских территорий, так как существовавшие в то время планы городов были непригодны для проектирования упомянутых сетей, а тем более для перенесения проектов в натуру при их строительстве. В это время стали разрабатываться научные основы инженерной геодезии.

15 марта 1919 г. В. И. Ленин подписал Декрет Совнаркома РСФСР о создании Государственной картографо-геодезической службы — Высшего геодезического управления (ВГУ). Теперь это Главное управление геодезии и картографии (ГУГК) при Совете Министров СССР, которое ведет геодезические работы по всей стране.

С ростом и развитием индустриализации всех видов строительства роль геодезических работ постоянно повышается. Если в первые годы становления и развития инженерно-геодезических работ точность строительно-монтажных операций не превышала 10—20 мм, то с переходом на индустриально-поточный метод строительства и монтажа точность возросла до 1—5 мм. Погрешности взаимного положения в плане и по высоте отдельных элементов промышленного оборудования не превышают 2 мм. Конвейерные линии, прокатные станы монтируют с допусками менее 1 мм.

В связи со строительством сложных гидротехнических объектов, атомных электростанций, ускорителей заряженных частиц, крупных радиотелескопов, гелиоустано-

вок, высотных башен, космодромов и других прецизионных сооружений точность инженерно-геодезических работ возрастает до 0,05—0,2 мм. В настоящее время без специальных исследований и опытно-конструкторских разработок целевого назначения достичь такой точности практически невозможно. В разработках широко используют новейшие результаты в области математики, физики, электроники, лазерной техники и т. д.

Все это бесспорно повышает эффективность инженерно-геодезических работ и во многом способствует автоматизации многих трудоемких земляных, строительно-монтажных и наладочных работ.

На современном этапе научно-технического прогресса инженерная геодезия, трудами многих советских ученых и производственников, стала видным научным разделом геодезии, а геодезические работы стали неотъемлемой частью строительства.

Основные задачи инженерной геодезии

Основными задачами инженерной геодезии в строительстве являются:

выполнение топографо-геодезических изысканий стройплощадок и трасс, а также геодезическое обеспечение других видов инженерных изысканий, необходимых для проектирования сооружений;

проектирование геодезических работ по обеспечению строительства при разработке проектной документации объекта, включая геодезическую подготовку проекта для перенесения его в натуру, решение задач горизонтальной и вертикальной планировки, подсчеты площадей, объемов и некоторые другие виды работ;

перенесение проекта комплекса зданий и сооружений в натуру — выполнение разбивочных работ, в состав которых входит создание на местности разбивочной основы, перенесение в натуру главных осей сооружений и детальные разбивки для строительства фундаментов, подземных коммуникаций, зданий, дорог и т. д.;

геодезическое обеспечение установки строительных конструкций и технологического оборудования в проектное положение с заданной точностью. Осуществление контроля геометрических форм и размеров изготавливаемых строительных и технологических элементов, форм и размеров частей сооружений и сооружений в целом;

геодезическое обеспечение при эксплуатации промышленно-заводских комплексов, коммунального хозяйства населенных пунктов, прецизионных сооружений, карьеров и подземных горных выработок при разработке и добыче полезных ископаемых; а также обеспечение нормальной работы механизмов, агрегатов и установок научных лабораторий и т. п.;

наблюдения за деформациями сооружений и их оснований, позволяющие изучать осадки фундаментов, определять плановые смещения сооружений, наклоны высотных зданий, башен, труб, градирен;

наблюдения за смещениями горных пород, как в период инженерных изысканий с целью наиболее правильного выбора основания сооружения, так и в период его эксплуатации для выявления возможных смещений несущих строительных конструкций и технологического оборудования.

В связи с проектированием новых сооружений — в первую очередь это относится к современным энергетическим объектам, лабораториям физики высоких энергий и к средствам космической связи — перед инженерной геодезией возникают сложнейшие научно-технические вопросы, на которые нет готовых решений.

Большие задачи перед инженерной геодезией стоят при измерениях вариаций локальных деформаций горных пород для предсказаний землетрясений, возникающих как от природных (эндогенных) факторов, так и в связи с инженерной деятельностью человека при строительстве тяжелых сооружений, например, таких, как современные крупные водохранилища. Сложнейшие проблемы возникают при постановке наблюдений за локальными деформациями и оползнями горных пород шельфовых зон.

Одной из важнейших задач на современном этапе строительства является правильное научно обоснованное назначение и реализация допусков на строительно-монтажные работы, разбивочные и контрольные измерения. В каждом конкретном случае необходимо устанавливать оптимальные допуски, руководствуясь требованиями к точности по тому или иному виду сооружения. Ужесточение допусков требует более точных монтажных устройств, более точного выполнения геодезических измерений, что вызывает нежелательное повышение затрат. Слишком свободные допуски приводят к различным исправлениям в строительно-монтажных работах, что

ведет к удорожанию и снижению качества строительства.

Требует постоянного внимания совершенствование нормативно-технической базы, используемой в строительной геодезии. Нормативные документы на инженерно-геодезические работы необходимо разрабатывать и составлять для всех этапов строительства: на изыскания, проектирование, возведение зданий и сооружений и на их эксплуатацию по всем видам и типам строительства. А также на все виды прикладных исследований, которые выполняются инженерно-геодезическими методами: наблюдения за смещениями и деформациями сооружений, гидротермическими деформациями горных пород и т. п.

Учитывая, что геодезические работы в строительстве имеют свои особенности в зависимости от назначения и вида инженерного сооружения, то задачи и перспективы их развития в большой мере определяются перспективами развития строительного производства, появлением новых строительно-монтажных технологий и объектов.

Единицы измерения

При измерениях определяемую величину сравнивают с единицей меры. Ранее вопрос о выборе единиц решался довольно произвольно. Первые единицы были связаны с размерами человеческого тела: фут (длина ступни), сажень (расстояние между концами вытянутых рук), дюйм (ширина большого пальца) и т. п. Многие из этих единиц сохранились до наших дней, что создает вполне очевидные затруднения в международных торговых отношениях, в обмене научно-исследовательскими и проектными разработками и т. п. Поэтому ученые решили установить общие единицы, которые действовали бы во всех странах.

Так как на практике имеют дело с разными по величине значениями измеряемых величин, то целесообразно иметь и единицы соответственно различного размера, но с соблюдением условия, чтобы переход от одних единиц к другим осуществлялся возможно более просто. Такими единицами стали единицы метрической системы мер, созданной в эпоху Великой французской революции, когда специальная комиссия в составе крупнейших французских ученых конца XVIII в. (Борда, Кондорсе, Лаплас, Монж), созданная в 1790 г. по постановлению Национального собрания, предложила принять в качестве единицы длины одну десятимиллионную долю четверти

земного меридиана. В 1791 г. во Франции был введен метр. Прототипом метра явился специально изготовленный жезл (линейка), материалом для которого послужил сплав платины и иридия. Сплав этот был выбран в связи с тем, что он обладает очень малым коэффициентом теплового расширения и устойчив к коррозии. Большинство стран получило с этого жезла копии для собственных мерных сравнений.

С середины XIX в. метрическая система стала широко распространяться и была узаконена почти во всех странах. Отличительным свойством метрической или, как ее еще называют, десятичной системы мер является то, что в ней разные единицы одной и той же величины относятся друг к другу, как целые положительные или отрицательные степени десяти.

В дальнейшем повышение точности астрономо-геодезических измерений позволило обнаружить, что между выбранной единицей длины и изготовленным для нее прототипом существует вполне измеримое расхождение. Однако было решено зафиксировать этот прототип как основной эталон единицы длины, так как не было гарантии, что новое уточнение не потребует его нового изменения. В связи с определением метра по прототипу утратилось одно из преимуществ метрической системы — ее сохранность и возможность точного воспроизведения. В дальнейшем длину метра оказалось возможным связать с длиной волны определенной спектральной линии. В качестве таковой была принята оранжевая линия криптона. Современное определение метра введено в 1960 г. Согласно этому определению метр содержит 1 650 763,73 длины волны в вакууме спектральной линии криптона с массовым числом 86 ($^{86}_{36}$Кг). В десятичной системе существуют следующие единицы длины: километр (1 км) = $= 10^3$ м; метр (1 м) = 10 дм = 10^2 см; дециметр (1 дм) = $= 10$ см; сантиметр (1 см) = 10 мм; миллиметр (1 мм) = $= 10^3$ мкм; микрометр (1 мкм) = 10^3 нм; нанометр (1 нм) = $= 10$ Å; ангстрем (1 Å) = 10^{-10} м.

Микрометр до введения Международной системы единиц (ГОСТ 9867—61), обозначаемой аббревиатурой СИ, назывался микрон и обозначался мк. Иногда, при русском обозначении остальных единиц, микрон обозначался греческой буквой μ (мю), которая входит в совокупность международных обозначений. Несмотря на то, что назва-

ние «микрон» и обозначение «мк» отменено, его нередко можно встретить в литературе. Нанометр раньше назывался миллимикрон и обозначался ммк.

За единицу площади принимается площадь квадрата, сторона которого равна единице длины: 1 км^2 = 10^6 м^2; 1 м^2 = 10^4 см^2; 1 дм^2 = 10^{-2} м^2 = 100 см^2; 1 см^2 = 100 мм^2; 1 мм^2 = 10^{-6} м^2. Общепринятая единица земельной меры — гектар: 1 га = 10^{-2} км^2 = 100 ар = 10^4 м^2.

За единицу объема принимают объем куба с ребром, равным единице длины 1 м^3 = 10^3 дм^3 = 10^6 см^3; 1 дм^3 = = 10^3 см^3; 1 см^3 = 10^3 мм^3.

В качестве угловых мер используют градусы, минуты и секунды. Угловой градус — это центральный угол окружности, дуга которого составляет один дуговой градус, т. е. 1/360 часть окружности. Градус — 1° = 60′, минута — 1′ = 60″.

Прямой угол иногда делят на 100 частей. Сотая часть прямого угла называется гоном (раньше градом): гон — 1^д = 100^с; десятичная минута — 1^с = 100^{сс}; десятичная секунда — 1^{сс} = 10^{-4} гона. Между названными угловыми мерами существуют следующие соотношения:

1° = 1,111 ...^{д}; 1^д = 0,9°;

1′ = 1,851 ...^{с}; 1^с = 0,54′;

1″ = 3,086 419 75^{сс}; 1^{сс} = 0,324″.

Перевод одних угловых мер в другие можно облегчить, составив таблицу.

В дуговой мере центральный угол окружности определяется как отношение длины дуги к ее радиусу $\varphi = l/r$, где l = длина дуги, а r — радиус.

Значению единице дуговой меры соответствует угол ρ, для которого длина дуги равна радиусу. Эту единицу дуговой меры называют радианом. Угол ρ может быть задан в двух угловых мерах: $\rho^\circ = 360^\circ/2\pi \approx 57{,}3^\circ$; $\rho^д = 200^д/\pi \approx 63{,}6^д$; $\rho' = 3438'$; $\rho^с = 6366^с$; $\rho'' = 206\,265''$; $\rho^{сс} = 636\,620^{сс}$.

В основные единицы СИ также входят единицы времени и массы. За единицу времени принята секунда (с). В систему единиц времени входят: минута — 1 мин = 60 с, час — 1 ч = 60 мин = 3600 с.

За единицу массы принят килограмм. Килограмм (кг) — это масса эталона из сплава платины и иридия. Международный эталон килограмма хранится в г. Севре

(Франция). С эталона массы изготовлены копии и переданы в разные страны. В десятичной системе: тонна — 1 т = 10^3 кг, грамм — 1 г = 10^{-3} кг, миллиграмм — 1 мг = 10^{-3} г.

Литр (л), который часто называют «единицей вместимости», ранее определяли как объем, занимаемый одним килограммом воды при 4 °С. Этот объем составляет 1,000028 дм^3. В 1964 г. литр был приравнен одному кубическому дециметру: 1 л = 1 дм^3. При определении объемов земляных масс пользуются, главным образом, основной единицей — 1 м^3.

На основе перечисленных выше единиц созданы производные единицы силы и частоты колебаний. За единицу силы принят ньютон. Один ньютон (1 Н) — это сила, сообщающая телу массой 1 кг ускорение 1 м/с^2 в направлении действия силы. В десятичной системе существует килоньютон — 1 кН = 10^3 Н. Ранее в качестве единицы силы иногда использовали килограмм (1 кГ), сила 1 кГ на широте г. Севра приближенно соответствует 9,81 Н.

За единицу частоты колебаний f принимают герц. Герц (1 Гц) — это частота, при которой в секунду совершается один цикл периодического процесса. В десятичной системе: килогерц — 1 кГц = 10^3 Гц, мегагерц — 1 МГц = 10^6 Гц = 10^3 кГц.

Дополнительные сведения

Формулы для малых углов. Малым принято называть угол ε, синус которого меньше 0,1, т. е. меньше 5° 44′. Для малых углов справедливы следующие соотношения

$$\operatorname{tg}\varepsilon = \varepsilon + \frac{1}{3}\varepsilon^3 + \frac{2\varepsilon^5}{15} + \cdots;$$

$$\sin\varepsilon \approx \operatorname{tg}\varepsilon \approx \varepsilon/\rho.$$

Прямоугольный треугольник называют параллактическим, если он имеет малый угол. Отношение противолежащего к прилежащему катету в этом треугольнике вычисляется по формуле

$$h/d = \operatorname{tg}\varepsilon = \varepsilon/\rho. \qquad (1)$$

О малых приращениях. Рассмотрим непрерывную функцию $u = \varphi(X, Y, Z)$. Если аргументам придать небольшие приращения Δx, Δy и Δz, то приращe-

ние функции можно определить по приближенной формуле

$$\Delta u = \frac{\partial u}{\partial x}\Delta x + \frac{\partial u}{\partial y}\Delta y + \frac{\partial u}{\partial z}\Delta z, \qquad (2)$$

где $\frac{\partial u}{\partial x}$, $\frac{\partial u}{\partial y}$ и $\frac{\partial u}{\partial z}$ — частные производные функции u по аргументам X, Y и Z, т. е. такие производные, в которых все остальные аргументы принимаются за постоянные величины.

Пример. Для функции $u = x^3 \operatorname{tg} y$ получим

$$\frac{\partial u}{\partial x} = 3x^2 \cdot \operatorname{tg} y.$$

Производные наиболее распространенных функций приведены в табл. 1.

Таблица 1. **Функции и их производные**

Функция	Производная	Функция	Производная
$a = \text{const}$	0	$\sin x$	$\cos x$
$a + x$	1	$\cos x$	$-\sin x$
x^n	nx^{n-1}	$\operatorname{tg} x$	$1/\cos^2 x$
e^x	e^x	$\operatorname{ctg} x$	$-1/\sin^2 x$

Часть первая
ОСНОВЫ ГЕОДЕЗИИ И ТОПОГРАФИИ

Раздел I
ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Глава 1.
ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ФИГУРЕ ЗЕМЛИ, КООРДИНАТАХ И ОРИЕНТИРОВАНИИ

§ 1. Сведения о форме и размерах Земли

Фигура Земли формируется под влиянием внутренних и внешних сил. Основными являются сила внутреннего тяготения и центробежная сила. По данным геофизики Земля ведет себя как пластичное тело. Если бы она была неподвижным и однородным по плотности телом, то под действием только сил внутреннего тяготения она, как фигура равновесия, имела бы форму шара. Вследствие центробежной силы, вызванной вращением вокруг оси, Земля приобрела бы форму шара, сплюснутого с полюсов, то есть форму эллипсоида вращения с малой степенью сжатия в направлении полюсов.

На самом деле внутреннее строение Земли по плотности неоднородно. В результате процессов, связанных с образованием и жизнью нашей планеты, вещество Земли распределяется, в общем, концентрическими слоями, плотность которых возрастает от поверхности к центру. При таком строении Земля также должна была бы иметь фигуру эллипсоида, но с другой степенью сжатия, нежели при однородной плотности.

В обоих случаях поверхность тела, находящегося в состоянии гидростатического равновесия, будет всюду горизонтальна, поскольку в каждой точке направление силы тяжести (отвесной линии) совпадает с нормалью (перпендикуляром) к поверхности. Поверхности, нормальные в каждой точке к отвесной линии, называются *уровенными поверхностями силы тяжести*. Таким образом, поверхность эллипсоида вращения будет уровенной.

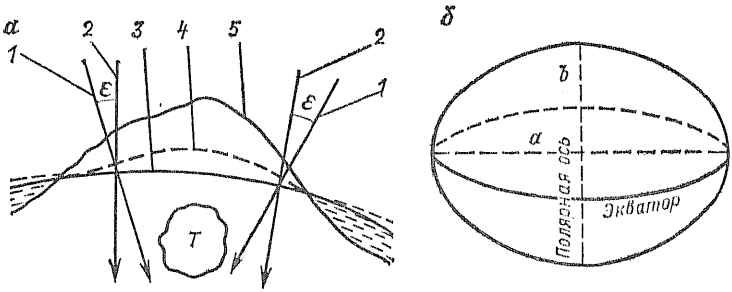


Рис. 1. Форма Земли:
а — схема уклонения отвесной линии; *б* — параметры земного эллипсоида

Однако земная кора (наружный слой земли толщиной в среднем 40 км) состоит из неоднородных по плотности участков: материки и океанические впадины сложных геометрических форм, равнинные и гористые формы рельефа материков и соседствующих с ними океанов и морей. Вследствие такого неравномерного распределения масс в земной коре изменяются направления сил притяжения, а значит, и сил тяжести. При этом уровенная поверхность, как перпендикулярная к направлениям силы тяжести, отступает от эллипсоидальной и становится столь сложной и неправильной в геометрическом отношении, что ее форму нельзя описать конечным математическим выражением. Фигуре Земли, образованной уровенной поверхностью, совпадающей с поверхностью океанов и морей и мысленно продолженной под материками, присвоено название *геоид*.

На рис. 1, *а* показано, как под влиянием участка *T*, большей плотности, чем окружающая его кора, отвесные линии *1* отклоняются от нормали *2* в сторону этого участка. Поверхность *4*, перпендикулярная к отвесным линиям, будет поверхностью геоида. Угол ε между отвесной линией и нормалью к поверхности эллипсоида *3* называют *уклонением отвесной линии* (в среднем для Земли он равен 3—4″).

Для математической обработки результатов геодезических измерений нужно знать форму поверхности Земли. Использовать для этой цели физическую поверхность *5* или поверхность геоида *4* нельзя вследствие их сложности. Поскольку наибольшие отступления геоида от эллипсоида не превышают 100—150 м, фигурой, наиболее близкой к геоиду, является эллипсоид вращения, называемый

земным эллипсоидом. Параметрами, определяющими его размеры и форму, являются большая a и малая b полуоси или большая полуось a и полярное сжатие $\alpha = (a - b)/a$ (рис. 1, *б*). Величины этих параметров могут быть получены посредством *градусных измерений*, т. е. путем геодезических измерений длины дуги меридиана в 1°. Зная длину градуса в различных местах меридиана, можно установить фигуру и размеры Земли.

Параметры земного эллипсоида неоднократно определялись учеными различных стран. В 1946 г. для геодезических и картографических работ в СССР приняты следующие размеры земного эллипсоида: $a = 6\,378\,245$ м, $b = 6\,356\,863$ м, $\alpha = 1 : 298{,}3$. Эти параметры получены в 1940 г. выдающимся советским геодезистом Ф. Н. Красовским.

Чтобы максимально приблизить поверхность земного эллипсоида к поверхности геоида, эллипсоид соответствующим образом ориентируют в теле Земли. Такой эллипсоид называют *референц-эллипсоидом*.

В практике инженерно-геодезических работ поверхности эллипсоида и геоида считают совпадающими, во многих случаях значительные по размерам участки земной поверхности принимают даже за плоскость, а при необходимости учета сферичности Земли считают ее шаром, равным по объему земному эллипсоиду. Радиус такого шара равен 6371,11 км.

§ 2. Системы координат

Координаты — числа, определяющие положение точки земной поверхности относительно начальных (исходных) линий или поверхностей. В инженерной геодезии наибольшее применение получили системы географических, прямоугольных и полярных координат.

Система географических координат

В этой системе за координатную поверхность принимается шар, а за координатные линии — географические (истинные) меридианы и параллели.

Сечения поверхности шара плоскостями, проходящими через полярную ось вращения Земли PP_1, называют *меридианами* (рис. 2, *а*). За начальный принят меридиан, проходящий через центр зала Гринвичской обсерватории вблизи Лондона. Сечения поверхности шара плоскостями, перпендикулярными к оси вращения Земли, называют

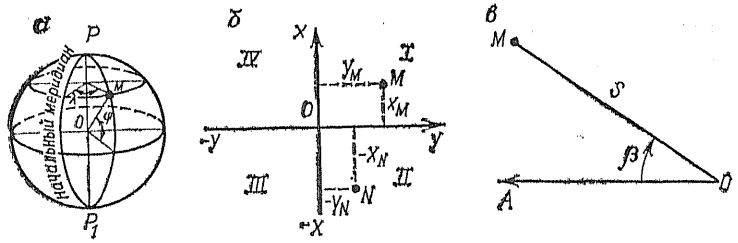


Рис. 2. Системы координат:
а — географические; *б* — плоские прямоугольные; *в* — полярные

параллелями. Параллель, плоскость которой проходит через центр шара *О*, называют *экватором*.

Положение точки *М* на шаре определяется пересечением меридиана и параллели, проходящих через эту точку. Меридиан задается географической долготой точки, а параллель — географической широтой. *Географической широтой* φ точки *М* называют угол между отвесной линией в точке *М* и плоскостью экватора. *Географической долготой* λ точки *М* называют двугранный угол между плоскостью меридиана точки *М* и плоскостью Гринвичского меридиана.

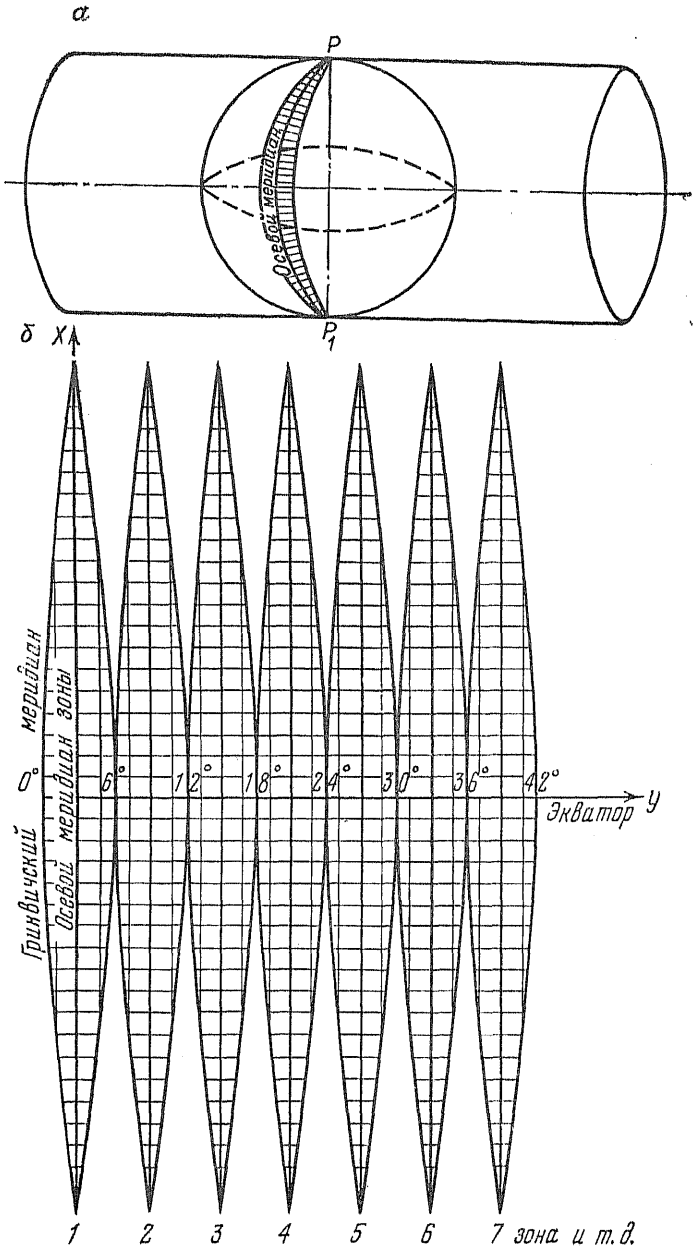
Система плоских прямоугольных координат

Эту систему применяют для определения координат точек на сравнительно небольших участках земной поверхности, принимаемых за плоскость. Основными координатными линиями служат две взаимно перпендикулярные линии (рис. 2, *б*) с началом координат в точке *О*. У вертикальной *оси абсцисс X*, совмещенной с меридианом, положительное направление с юга на север, у горизонтальной *оси ординат Y* положительное направление — с запада на восток. Четверти системы координат имеют названия, соответствующие сторонам света и нумеруются по часовой стрелке от северо-восточной четверти.

Положение точки на плоскости определяется координатами *x* и *y* со знаком «+» или «—», зависящими от четверти. Так, координаты точки *М* (см. рис. 2, *б*) равны $+x_M$, $+y_M$, а точка *N* имеет координаты $-x_N$, $-y_N$.

Система полярных координат

Эту систему применяют при определении планового положения точек на небольших участках в процессе


а
P
Осевой меридиан
P1
б
X
Гринвичский меридиан
Осевой меридиан зоны
0°
6°
12°
18°
24°
30°
36°
42°
Экватор
y
1
2
3
4
5
6
7 зона и т.д.

съемки местности и при геодезических разбивочных работах.

За начало координат — полюс принимают точку O местности (рис. 2, *в*), за начальную координатную линию — полярную ось OA, произвольно расположенную на местности. Полярными координатами точки M будут полярный угол β, отсчитываемый по часовой стрелке от полярной оси и полярное расстояние (радиус-вектор) OM-$\vec{S}$.

Система плоских прямоугольных координат Гаусса-Крюгера

Данную систему координат используют при крупномасштабном изображении значительных частей земной поверхности на плоскости, следовательно, и при решении большинства задач, связанных с проектированием строительных комплексов. Система координат обладает особенностями, зависящими от выбранной проекции, т. е. метода отображения земной поверхности на плоскость с целью построения карты.

Для крупномасштабного картографирования необходима проекция, обеспечивающая сохранение подобного изображения фигур (контуров) при переходе с поверхности шара на плоскость, возникающие при этом искажения размеров фигур должны быть малы и легко учитываться. Данным требованиям отвечает принятая в СССР с 1928 г. поперечно-цилиндрическая равноугольная проекция Гаусса-Крюгера.

Изображение поверхности земного шара на плоскости в проекции Гаусса-Крюгера получают следующим образом. Поверхность разбивают меридианами на зоны шириной 3 или 6° по долготе. Земной шар вписывают в цилиндр так, чтобы плоскость экватора совместилась с осью цилиндра (рис. 3, *а*). Каждая зона из центра Земли проецируется на боковую поверхность цилиндра. После проецирования боковую поверхность цилиндра разворачивают в плоскость, разрезав ее по образующим, проходящим через земные полюса. На полученном изображении

Рис. 3. Зональная система прямоугольных координат:
а — схема построения поперечной цилиндрической проекции; *б* — шестиградусные зоны

(рис. 3, *б*) средние (осевые) меридианы зон (см. рис. 3, *а*) и экватор — прямые линии, остальные меридианы и параллели — кривые. Искажения размеров контуров вблизи средних (осевых) меридианов зон минимальны и возрастают по мере удаления к краям. Линия на поверхности шара длиной S при изображении ее на плоскости получит искажение

$$\Delta S = \frac{y_m^2}{2R^2} S,$$

где $y_m = (y_1 + y_2)/2$ — среднее значение из ординат начальной y_1 и конечной y_2 точек линии; R — радиус Земли.

Относительные искажения $\Delta S/S$ на краях шестиградусной зоны могут достигать величины порядка 1/1500, а трехградусной — порядка 1/6000. Выбор ширины зоны (6 или 3°) зависит от того, с какой точностью должно вестись проектирование строительного комплекса. Если для проектирования нужны топографические материалы масштаба 1 : 10 000 и мельче, применяют шестиградусные зоны, для более крупных масштабов — трехградусные.

За начало отсчета координат в каждой зоне принимают точку пересечения осевого меридиана — оси абсцисс X и экватора — оси ординат Y. На картах проводят прямоугольную координатную сетку, состоящую из прямых линий, параллельных осевому меридиану и экватору (рис. 3, *б*). Расстояния между смежными линиями сетки для масштабов карт 1 : 10 000; 1 : 25 000 и 1 : 50 000 составляют один километр на местности.

Система координат в каждой зоне одинаковая. Для территории СССР, расположенной в северном полушарии, абсциссы всегда положительны. Для того чтобы и ординаты были всегда положительны, начало координат смещают на запад на 500 км. В этом случае все точки к востоку и западу от осевого меридиана будут иметь положительные ординаты. Такие ординаты называются *преобразованными*. Преобразованная ордината начинается с номера зоны. Например, если точка расположена в четвертой зоне в 64 245 м к западу от осевого меридиана, ее преобразованная ордината равна 4 435 755 м, если на том же расстоянии к востоку от того же осевого меридиана, то преобразованная ордината y = 4 564 245 м.

Системы высот

Для определения положения точек физической поверхности Земли недостаточно знать только две их плановые координаты x и y. Необходима третья координата, характеризующая отстояние точки земной поверхности от начальной поверхности. Расстояние H_A от точки A земной поверхности по отвесной линии до начальной поверхности называют *высотой* (рис. 4). За начальную (отсчетную) поверхность для определения высот в геодезии принимается основная уровенная поверхность — поверхность геоида, называемая также *уровнем моря*. Относительно ее и определяют геодезическими измерениями (нивелированием) высоты точек земной поверхности. Такие высоты называются *абсолютными*. В СССР за начало счета абсолютных высот принята уровенная поверхность, совпадающая со средним уровнем Балтийского моря, в связи с чем принятую систему высот называют Балтийской. Если за начало счета принимают произвольную уровенную поверхность, то высоты, отсчитываемые по этой поверхности, называют *относительными*. Так, в гражданском и промышленном строительстве при проектировании и возведении зданий и сооружений применяют относительную систему высот. При этом за отсчетную поверхность принимают уровенную поверхность, совпадающую с полом первого этажа жилого дома или полом цеха промышленного предприятия. Такую отсчетную поверхность называют *уровнем чистого пола*, а высоты, отсчитываемые от него, — *условными*. Численное значение высоты называют *отметкой*.

На рис. 4: H_A и H_B — высоты точек A и B на земной поверхности, через точки A и B проведены горизонтальные линии. Разность высот двух точек называют *превы-*

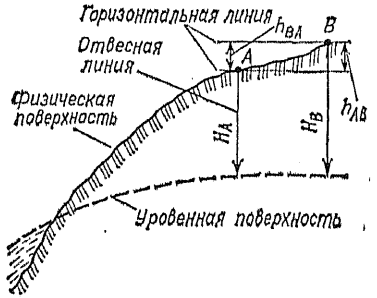


Рис. 4. Высоты и превышения точек земной поверхности

шением h. Если рассматривать линию AB, то $h_{AB} = H_B - H_A$, если BA, то $h_{BA} = H_A - H_B$. Очевидно, что $h_{AB} = -h_{BA}$.

§ 3. Ориентирование линий на местности

Ориентировать линию на местности — значит определить ее положение относительно другого направления, принятого за исходное. В качестве исходных в геодезии используют следующие направления (рис. 5, *а*): северное направление $N^и$ истинного (географического) меридиана; северное направление $N^м$ магнитного меридиана; северное направление $N^о$ осевого меридиана зоны или направления параллельного ему.

Направление $N^и$ — это горизонтальная линия в плоскости географического меридиана. Оно указывает на Северный полюс Земли.

Направление $N^м$ — это горизонтальная линия в плоскости магнитного меридиана, т. е. отвесной плоскости, проходящей через ось свободно подвешенной магнитной стрелки. Из-за неравномерного распределения магнитных масс внутри Земли направление магнитного меридиана не совпадает с направлением на магнитный полюс. Кроме того, магнитная ось Земли отклонена от оси вращения Земли примерно на 12°. Под влиянием этих факторов между направлениями географического и магнитного меридианов в точке A на поверхности Земли (рис. 5, *а*) образуется угол δ. Этот угол называют *склонением магнитной стрелки* и отсчитывают от истинного меридиана к магнитному. Восточному склонению приписывают знак плюс, западному — знак минус.

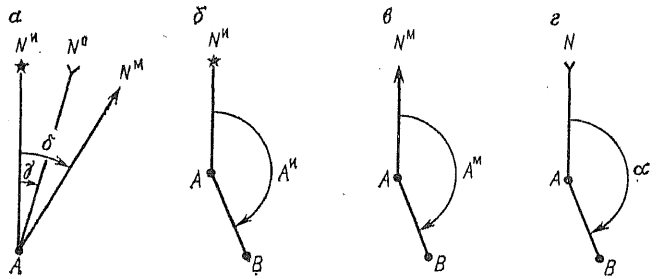


Рис. 5. Ориентирные углы:

а — исходные направления; *б* — истинный азимут; *в* — магнитный азимут; *г* — дирекционный угол

Магнитное склонение в различных точках Земли имеет вековые, годичные и суточные периодические изменения. Суточные изменения в средней полосе достигают 15′. В некоторых районах, где колебания достигают особо больших значений, вообще нельзя пользоваться для ориентирования магнитной стрелкой. Такие районы называют аномальными, например, район Курской магнитной аномалии.

Сведения о магнитном склонении можно получить на метеостанции или выбрать из схемы, приведенной под южной рамкой топографической карты.

Направление N^{o} — это направление, как правило, параллельное осевому меридиану или оси абсцисс координатной сетки зоны. Если точка A расположена на осевом меридиане, то направления $N^{и}$ и N^{o} совпадают. Если точка A не на осевом меридиане, то между его параллелью и истинным меридианом образуется угол γ (см. рис. 5, *а*). Этот угол называют *сближением меридианов*. Он отсчитывается от истинного меридиана к осевому меридиану. Восточному сближению приписывают знак плюс, западному — минус. Сближение меридианов можно выбрать со схемы под южной рамкой топографической карты или вычислить по формуле $\gamma = \Delta\lambda \sin \varphi$, где $\Delta\lambda$ — разность долгот географического меридиана точки и осевого меридиана зоны; φ — широта точки.

Ориентирные углы

Ориентирование линии местности относительно исходных направлений осуществляют с помощью ориентирных углов.

Угол между северным направлением $N^{и}$ истинного меридиана и направлением данной линии AB называют *истинным азимутом* (рис. 5, *б*). Истинный азимут $A^{и}$ отсчитывают от истинного меридиана по направлению часовой стрелки, он изменяется от 0 до 360°.

Угол между северным направлением $N^{м}$ магнитного меридиана и направлением данной линии AB называют *магнитным азимутом* и обозначают $A^{м}$ (рис. 5, *в*). Он отсчитывается от магнитного меридиана по ходу часовой стрелки и изменяется от 0 до 360°.

Угол между северным направлением N^{o} осевого меридиана и направлением данной линии AB называют *дирекционным углом* (рис. 5, *г*). Дирекционный угол α отсчитывается от осевого меридиана по ходу часовой стрелки

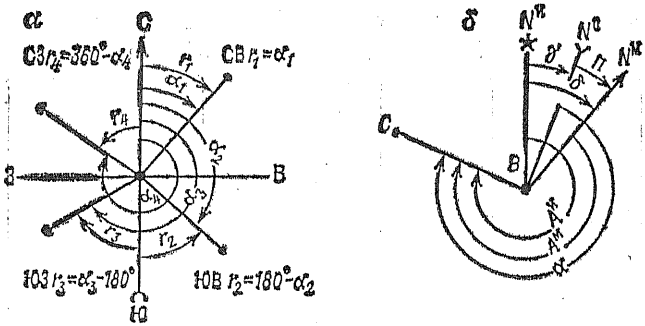


Рис. 6. Зависимость:
а — между румбами; *б* — ориентирными углами

и изменяется от 0 до 360°. На топографических картах и планах параллели осевому меридиану нанесены в виде координатной километровой сетки.

На практике иногда пользуются румбами. *Румбом* называют острый угол между ближайшим (северным или южным) исходным направлением и данной линией. Обозначение румба начинают с указания четверти: СВ (северо-восток), ЮВ (юго-восток), ЮЗ (юго-запад) и СЗ (северо-запад); далее записывают числовое значение угла. Зависимость между дирекционными углами и румбами показана на рис. 6, *а*.

Зависимости между ориентирными углами. На рис. 6, *б* показаны истинный $A^и$ и магнитный $A^м$ азимуты, дирекционный угол α линии BC, сближение меридианов γ и склонение магнитной стрелки δ. Как видно на рисунке

$$A^и = A^м + \delta;\ A^и = \alpha + \gamma.$$

Приравнивая правые части, получим

$$\alpha = A^м + \delta - \gamma.$$

Величину $(\delta - \gamma)$ обычно обозначают через П и называют поправкой. Тогда

$$\alpha = A^м + П.$$

Прямые и обратные направления. У линии AB (рис. 7, *а*) направление от точки A к точке B называют прямым, а от B к A — обратным. Соответственно говорят о дирекционном угле прямого и обратного направления. Часто дирекционный угол α_{AB} в точке A

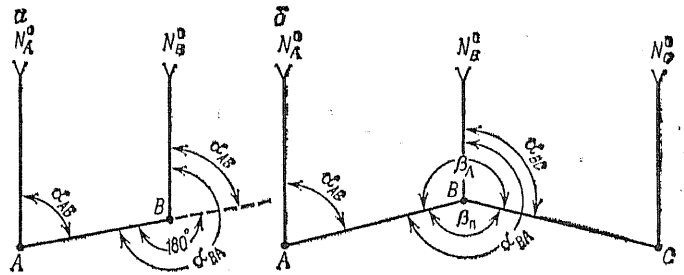


Рис. 7. Зависимость:
а — между прямым и обратным направлениями; *б* — последующей и предшествующей линиями

называют прямым, а дирекционный угол α_{BA} в точке B — обратным. Зависимость между этими углами видна на рис. 7, *а*:

$$\alpha_{BA} = \alpha_{AB} + 180°.$$

Дирекционные углы смежных линий

Зависимость между дирекционным углом α_{AB} линии AB и дирекционным углом α_{BC} линии BC (рис. 7, *б*) можно установить, если измерить угол между этими линиями в точке B. При движении по линии ABC угол $\beta_п$ в точке B называют правым, а угол $\beta_л$ — левым. Дирекционный угол линии BC определим по формуле (8)

$$\alpha_{BA} = \alpha_{AB} + 180°.$$

На рисунке видно, что

$$\alpha_{BC} = \alpha_{BA} - \beta_п.$$

Подставляя в это выражение значение α_{BA}, получим

$$\alpha_{BC} = \alpha_{AB} + 180° - \beta_п. \qquad (3)$$

Если измерен левый по ходу угол $\beta_л$, то

$$\beta_п = 360° - \beta_л,$$

тогда

$$\alpha_{BC} = \alpha_{AB} + 180° - 360° + \beta_л = \alpha_{AB} - 180° + \beta_л. \qquad (4)$$

Дирекционный угол последующей линии равен дирекционному углу предшествующей линии без 180° минус правый $\beta_п$ или плюс левый $\beta_л$ угол между этими линиями.

Глава 2

ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ КАРТЫ, ПЛАНЫ, АЭРОФОТОСНИМКИ И РАБОТА С НИМИ

§ 4. Влияние кривизны Земли на результаты измерений расстояний и высот

Для обработки результатов геодезических измерений и при получении топографических материалов (крупномасштабного изображения на бумаге физической поверхности Земли) ее точки предварительно проецируют (относят) отвесными линиями на поверхность более простую, чем земная. Такой поверхностью относимости могут быть поверхности референц-эллипсоида, шара, плоскости. Проецирование точек линиями, перпендикулярными к поверхности относимости называют *ортогональным*.

Получить ортогональную проекцию земной поверхности на плоскость наиболее просто, поскольку при этом не нужно учитывать кривизну Земли. Поэтому установим, какого размера должен быть участок земной поверхности, чтобы его можно было считать плоским.

Примем Землю за шар радиуса R (рис. 8). Сравним длину дуги $MB = D$ с длиной касательной $Mb = d$. Получим $d = R \operatorname{tg} \varepsilon$ и $D = R\varepsilon$. Обозначим разность $(d - D)$ через Δd, тогда

$$\Delta d = R (\operatorname{tg} \varepsilon - \varepsilon).$$

Так как величина ε мала, то можно принять

$$\operatorname{tg} \varepsilon = \varepsilon + \frac{\varepsilon^3}{3} + \frac{2\varepsilon^5}{15} + \dots .$$

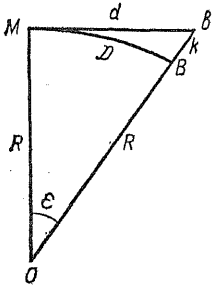


Рис. 8. Влияние кривизны Земли на точность определения высот

Ограничимся первыми двумя членами этого убывающего ряда и пренебрежем последующими из-за их малости, тогда

$$\Delta d = R \frac{\varepsilon^3}{3} = R \frac{D^3}{3R^3} \approx \frac{d^3}{3R^2}.$$

При $R = 6000$ км и $d = 10$ км, получим

$$\frac{\Delta d}{d} = \frac{1}{3 \cdot 36 \cdot 10^4} \approx \frac{1}{1\,000\,000}.$$

Такой погрешностью характеризуются наиболее точные геодезические измерения. Следовательно, участки земной поверхности размером 20×20 км^2 во всех случаях можно считать плоскими.

Определим величину k, выражающую влияние кривизны Земли на точность определения высот точек земной поверхности.

Из прямоугольного треугольника OMb

$$d^2 = (R + k)^2 - R^2 = 2Rk + k^2,$$

откуда

$$k = d^2/(2R + k).$$

Поскольку величина k мала по сравнению с радиусом R Земли, то

$$k = d^2/2R. \qquad (5)$$

Придавая d различные значения, получим следующие значения k:

d, м	100	300	500	1000
k, см	0,1	0,8	2,1	8,3

При возведении строительных конструкций погрешности высотных измерений и построений в среднем не должны превышать 1-2 мм, поэтому влияние кривизны Земли на определение высот должно учитываться.

§ 5. Общие сведения о топографических материалах

Топографические материалы, являющиеся уменьшенным спроецированным изображением участков земной поверхности на плоскость, подразделяют на карты и планы.

Топографическим планом называют уменьшенное и подобное изображение на бумаге ситуации и рельефа местности. *Подобное* изображение получают при ортогональном проецировании участков земной поверхности размером, не превышающим 20×20 км^2, на горизонтальную плоскость. В уменьшенном виде такое изображение представляет *план местности*. *Ситуацией* называют совокупность предметов местности, *рельефом* — совокупность различных форм неровностей земной поверхности. План местности, составленный без изображения рельефа, называют *ситуационным* (контурным).

Таким образом, план — это чертеж, состоящий из *горизонтальных проложений* — отрезков, полученных ортогональным проецированием соответствующих отрезков местности (строительных сооружений, дорог, элементов гидрографии и т. д.).

В виде плана составляют ряд строительных чертежей, входящих в проектно-техническую документацию, необходимую при возведении зданий и сооружений. Такие чертежи позволяют как бы рассматривать сверху уменьшенные изображения строительных конструкций.

Изображение больших по размерам участков земной поверхности на плоскости нельзя получить без искажений, т. е. с сохранением полного подобия. Такие участки ортогонально проецируют на поверхность эллипсоида, а затем с поверхности эллипсоида по определенным математическим законам, называемым *картографическими проекциями*, переносят на плоскость. Полученное таким образом уменьшенное изображение на плоскости называют *картой*.

Карта, составленная в проекции Гаусса—Крюгера и содержащая изображение ситуации и рельефа называется *топографической картой*.

К топографическим материалам предъявляют ряд требований, главными из которых являются точность, наглядность и достоверность. Под *точностью* понимают соответствие местоположения, очертаний и размеров объектов на планах и картах действительности. Точность передачи количественных характеристик изображенных объектов зависит от степени уменьшения их линейных размеров, называемой *масштабом*.

Зрительное восприятие образа земной поверхности, ее характерных черт и особенностей связано с *наглядностью* планов и карт. Наглядность обусловливается выделением типичных черт местности, определяющих ее отличительные особенности, путем обобщений — *генерализации*, а также применением для изображения земной поверхности *топографических условных знаков* — системы условных обозначений.

Карты и планы должны быть *достоверными*, т. е. сведения, составляющие их содержание на определенную дату, должны быть правильными, отвечающими состоянию изображенных на них объектов. Важным элементом достоверности является *полнота содержания*, включающая необходимый объем сведений и их разносторонность.

По назначению топографические карты и планы делятся на основные и специализированные. К основным относятся карты и планы общегосударственного картографирования. Эти материалы многоцелевого назначения,

поэтому на них отображают все элементы ситуации и рельефа. Специализированные карты и планы создают для решения конкретных задач отдельной отрасли. Так, дорожные карты содержат более детальную характеристику дорожной сети. К специализированным относят и изыскательские планы, используемые только в период проектирования и строительства зданий и сооружений.

Кроме планов и карт к топографическим материалам относят *профили местности*, представляющие собой уменьшенное изображение вертикального разреза земной поверхности вдоль выбранного направления. Профили местности являются топографической основой при составлении проектно-технической документации, необходимой при строительстве подземных и наземных трубопроводов, дорог и других коммуникаций.

Масштабы

Степень уменьшения изображения на планах и картах контуров местности называют масштабом или *масштабом* называют отношение длины линии на плане, карте к длине горизонтального проложения соответствующей линии на местности. Если L — длина линии на местности, а l — длина этой же линии на плане, то масштаб можно определить из соотношения $M = l/L$. Например, если $L = 25$ м, $l = 5$ см, то $M = 5$ см/2500 см $= 1 : 500$; если $L = 1$ км, $l = 10$ см, то $M = 10$ см : 100 000 см $= 1 : 10\,000$. Масштаб, выражаемый простой дробью с единицей в числителе $1 : N$ (1 : 500, 1 : 1000, 1 : 5000, 1 : 10 000, 1 : 25 000 и т. д.) называют *численным* (рис. 9, *а*). Знаменатель N дроби — число, показывающее во сколько раз уменьшены предметы при изображении их на топографических планах и картах, профилях и строительных чертежах. На всех этих материалах подписывают численный масштаб.

Измерив длину линии на плане (карте) и зная его масштаб, можно определить длину горизонтального проложения этой линии на местности. Например, если на карте масштаба $1 : N = 1 : 10\,000$ длина отрезка $l = 15$ мм, то в натуре он равен $L = l \cdot N = 15 \cdot 10\,000 = 150$ м. Однако существенное влияние на точность измерения отрезков по любому чертежу оказывают возможности зрительного восприятия графических элементов. Невооруженный глаз человека не способен рассмотреть на чертеже на расстоянии 20-25 см точку меньше

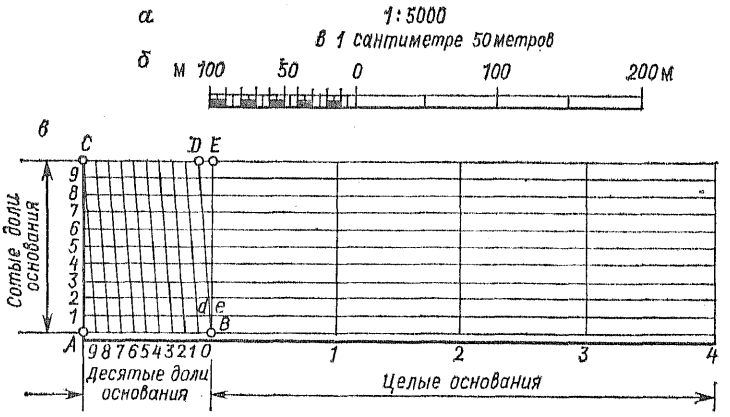


Рис. 9. Масштабы:
а — численный; *б* — линейный; *в* — поперечный

0,1 мм, а чтобы элемент чертежа воспринимался отрезком, его минимальная длина должна быть не менее 0,2 мм.

Поэтому отрезок в натуре, соответствующий 0,1 мм на плане (карте) называют *точностью масштаба*. Эта точность характеризует предельные возможности графического материала данного масштаба в передаче размеров и формы предметов местности, а также определяет, в основном, точность измерений по планам и картам. Для масштабов 1 : 500, 1 : 1000, 1 : 10 000 и 1 : 25 000 точность масштаба соответственно равна 0,05; 0,1; 1,0; 2,5 м.

Численный масштаб (рис. 9, *а*) можно выразить в виде *линейного масштаба*. Он представляет собой прямую линию, разделенную на равные отрезки, называемые *основанием* масштаба (рис. 9, *б*). Этот отрезок соответствует определенному числу метров горизонтального проложения в натуре. Основание принимают равным 2 см, что, например, при численном масштабе 1 : 5000 соответствует 100 м горизонтального проложения. Левое основание делят еще на 10 частей. Точность линейного масштаба $\pm 0{,}5$ мм, что соответствует 0,02-0,03 основания масштаба.

Для измерений длин линий на топографических материалах (с точностью масштаба) пользуются *поперечным масштабом* (рис. 9, *в*). Для его построения на прямой откладывают основания масштаба, из концов которых восставляют перпендикуляры; левое верхнее и нижнее основания и крайние перпендикуляры делят на 10 равных частей и соответствующие точки соединяют прямыми

линиями так, как показано на рис. 9, *в*. Из подобия треугольников BDE и Bde следует $de/DE = Bd/BD$ или $de = Bd \cdot DE/BD$, но $DE = AB/10$, $Bd = BD/10$. Подставляя значения DE и Bd, получим $de = AB/100$, т. е. наименьшее деление поперечного масштаба равно сотой доле основания. По масштабу с основанием 10 мм можно определять длины отрезков с точностью 0,1 мм.

Условные знаки

Знание условных знаков необходимо. Чтобы понимать содержание топографических материалов, уметь их «читать», для получения нужных сведений, правильного проведения измерительных работ необходимо знать *условные знаки* — графические обозначения предметов местности.

Условные знаки подразделяют на площадные, линейные, внемасштабные, пояснительные и специальные.

Площадные условные знаки (рис. 10, *а*) применяют для заполнения контуров природных, сельскохозяйственных угодий; они состоят из знака границы угодий — точечный пунктир (*2*) или тонкая сплошная линия — и заполняющих его изображений или условной окраски, например на знаке *1* показан березовый лес; цифры характеризуют древостой в метрах: числитель 20 — высоту, знаменатель 0,18 — толщину ствола, 4 — расстояние между деревьями.

Линейными условными знаками (рис. 10, *б*) показывают объекты линейного характера (дороги, реки, линии связи, электропередач и др.), длина которых выражается в данном масштабе. У знаков приводятся различные характеристики объектов, например, на шоссе (знак *3*) показаны

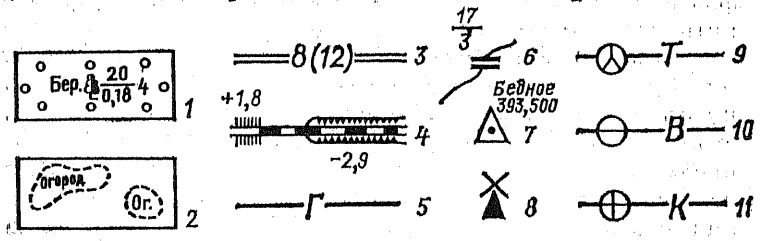


Рис. 10. Условные знаки:

а — площадные; *б* — линейные; *в* — внемасштабные; *г* — специальные: *1* — огород, *2* — лес, *3* — шоссе, *4* — железная дорога, *5* — магистральный трубопровод (газ), *6* — деревянный мост, *7* — пункт геодезической сети, *8* — ветряная мельница, *9* — теплотрасса, *10* — водопровод, *11* — канализация

в метрах: ширина проезжей части — 8 и всей дороги — 12; на однопутной железной дороге *4*: +1,8 — высота насыпи, —2,9 — глубина выемки в метрах; на знаке трубопровода *5* — буква *Г* означает газ.

Внемасштабные условные знаки (рис. 10, *в*) служат для изображения объектов, размеры которых не выражаются в масштабе карты (мосты, километровые столбы, колодцы, геодезические пункты и др.). Как правило, внемасштабные знаки определяют местоположение объектов, но по ним нельзя судить об их размерах. У знаков приводятся различные характеристики, например, длина в метрах 17 и ширина 3 деревянного моста *6*, отметка 393,500 пункта геодезической сети *7* и название близлежащего населенного пункта.

Пояснительные условные знаки представляют собой подписи, дающие характеристики и названия объектов, например, глубину и скорость течения рек, грузоподъемность и ширину мостов, породу леса, среднюю высоту и толщину деревьев, ширину шоссейных дорог. Эти знаки проставляют на основных площадных, линейных, внемасштабных.

Специальные условные знаки (рис. 10, *г*) устанавливают соответствующие ведомства отраслей народного хозяйства; их применяют для составления специальных карт и планов этой отрасли, например, знаки для маркшейдерских планов нефтегазовых месторождений — нефтепромысловые сооружения и установки, скважины, промысловые трубопроводы.

Чтобы придать карте или плану бóльшую наглядность, для изображения различных элементов топографических карт используют цвет: для рек, озер, каналов, заболоченных участков — синий; лесов и садов — зеленый; шоссейных дорог — красный; улучшенных грунтовых дорог — оранжевый. Всю остальную ситуацию дают черным цветом. На изыскательских планах цветными делают подземные коммуникации (*9—11*), трубопроводы, кабели.

§ 6. Рельеф местности и его изображение на картах и планах

Совокупность неровностей земной поверхности называют *рельефом*. Рельеф играет значительную роль в деятельности человека. Его учитывают при проектиро-

вании строительства, преобразуют в формы, удобные для эксплуатации сооружения. Правильное освоение и использование территорий невозможно без учета рельефа.

На топографических картах и планах рельеф изображают горизонталями. *Горизонталь* — это линия, соединяющая точки земной поверхности с одинаковыми высотами. Понятие о горизонтали можно получить, если представить себе местность, затопленную до заданной высоты. Береговая линия в этом случае будет горизонталью. Изменяя уровень воды (высоту уровенной поверхности), получим горизонтали с различными высотами.

Чтобы правильно изобразить рельеф необходимо знать его основные формы.

Основные формы рельефа

Гора, холм — возвышающаяся над окружающей местностью часть земной поверхности. На рис. 11, *а* эта форма рельефа, как и другие, показана в разрезе. Наивысшую точку горы называют вершиной, низ — подошвой, а боковые поверхности — скатами.

Для изображения горы горизонталями представим, что местность затоплена до высоты H_1. Если береговую линию при этом уровне воды спроецировать на горизонтальную плоскость карты Q, то получим горизонталь с высотой H_1. Повысив уровень воды до высоты H_2 и про-

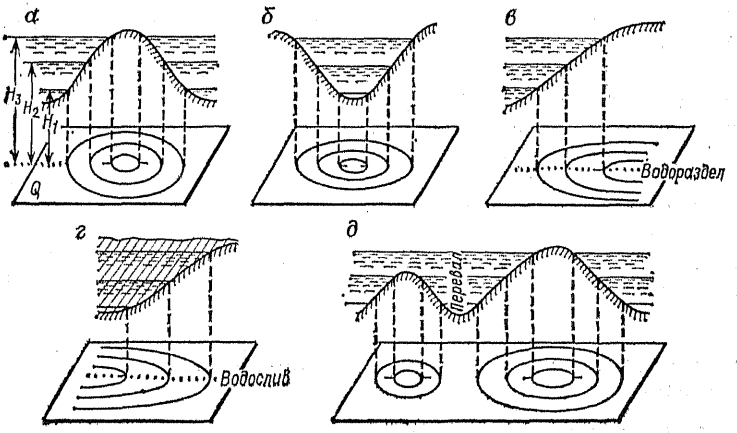


Рис. 11. Основные формы рельефа:
а — холм; *б* — впадина; *в* — хребет; *г* — лощина; *д* — седловина

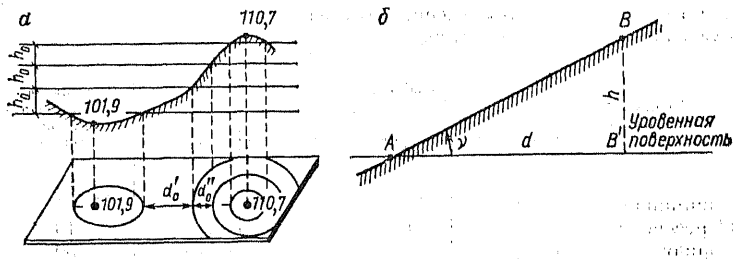


Рис. 12. Характеристика крутизны ската:
а — на карте; *б* — на местности

ецируя новую береговую линию, получим другую горизонталь с высотой H_2. Чтобы показать направление ската (понижения) местности, применяют *бергштрихи*. На рис. 11, *а* бергштрихи показаны у горизонтали с высотой H_3.

Котловина, впадина — замкнутое углубление поверхности (рис. 11, *б*). Наиболее низкую часть впадины называют дном, боковые поверхности — скатами, а линию слияния с окружающей местностью — бровкой.

Изображение котловины горизонталями похоже на изображение горы. Для опознания этих форм на картах используют бергштрихи. На рис. 11, *б* направление ската показано бергштрихами у горизонтали с высотой H_1.

Хребет — вытянутая в одном направлении возвышенность со скатами в двух противоположных направлениях (рис. 11, *в*). Линию встречи скатов в верхней части называют водоразделом.

Лощина — вытянутое в одном направлении понижение с двумя скатами (рис. 11, *г*). Линию встречи скатов в нижней их части называют водосливом.

Седловина — понижение между двумя возвышенностями (рис. 11, *д*). Наиболее низкую точку между возвышенностями называют перевалом.

На картах и планах высоты горизонталей изменяются через равные промежутки. Разность высот соседних горизонталей h_0 называют *высотой сечения рельефа* (рис. 12, *а*), а расстояние между горизонталями на плане d_0', d_0'' — *заложением*. Высоту сечения рельефа выбирают в зависимости от масштаба карты и характера местности. Сведения о стандартной высоте сечения рельефа приведены в табл. 2.

Таблица 2. Высота сечения рельефа для карт различных масштабов

Характер местности	Высота сечения, м				Максимальный угол наклона, градус
	1 : 2000	1 : 5000	1 : 10 000	1 : 25 000	
Равнинная	0,5	0,5	1	2,5	4
Пересеченная	1	1-2	2	5	10
Горная	2	5	5	10	30

Для более полного изображения и удобства чтения на картах подписывают отметки характерных точек рельефа. На рис. 12, *а* подписаны отметки дна котловины 101,9 и вершины горы 110,7.

Крутизна скатов

О крутизне ската можно судить по величине заложений на карте. Чем меньше заложение (расстояние между горизонталями), тем круче скат. На рис. 12, *а* заложение d''_0 больше d'_0, поэтому скат первой линии круче.

Для характеристики крутизны ската на местности используют угол наклона ν (рис. 12, *б*). Чем больше угол наклона, тем круче скат. Другой характеристикой крутизны служит уклон. *Уклоном* линии местности называют отношение превышения к горизонтальному проложению $i = h/d = \operatorname{tg} \nu$.

Из формулы следует, что уклон безразмерная величина. Его выражают в процентах % (сотых долях) или в промилле ‰ (тысячных долях).

§ 7. Определение площадей по картам и планам

При оценке размеров участков местности, отводимых под строительство, сельскохозяйственное землепользование и другие цели, по картам и планам определяют их площадь. Под определением площади понимают совокупность измерительных и вычислительных операций, в результате которых получают площадь участка в земельной мере (квадратных метрах, гектарах и др.). Имеется ряд способов определения площадей.

При *графическом способе* участок на плане разбивают на простейшие геометрические фигуры (треугольники, четырехугольники) и графически с точностью масштаба

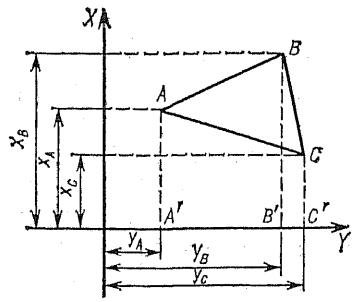


Рис. 13. Схема определения площади аналитическим способом

определяют их элементы. Площадь участка равна сумме площадей фигур, из которых он состоит.

К графическому способу относится определение площади при помощи *палетки* — сетки из квадратов со стороной 2—4 мм, нанесенной на пластину из прозрачного материала.

Аналитический способ определения площадей используется в случае, когда участок ограничен ломаной линией, а прямоугольные координаты его вершин известны с высокой точностью. Принцип определения площади участка заключается в следующем (рис. 13): вершины участка проектируют на оси X и Y, в результате образуется ряд трапеций основаниями которых являются координаты x_i вершин участка, а высотами — приращения координат Δy_i. Вычислив площади трапеций, можно определить площадь участка, который является их составной частью. Рассмотрим определение площади участка, представленного треугольником ABC, координаты вершин которого соответственно равны x_A, y_A; x_B, y_B; x_C, y_C. Площади трапеций $A'ABB'$, $B'BCC'$ и $A'ACC'$ соответственно равны

$$S_1 = \frac{(x_A + x_B)(y_B - y_A)}{2};$$

$$S_2 = \frac{(x_B + x_C)(y_C - y_B)}{2};$$

$$S_3 = \frac{(x_A + x_C)(y_C - y_A)}{2}.$$

Площадь треугольника может быть вычислена как $S = S_1 + S_2 + S_3$, т. е.

$$S = \frac{(x_A + x_B)(y_B - y_A) + (x_B + x_C)(y_C - y_B) - (x_A + x_C)(y_C - y_A)}{2}.$$

После преобразования получим:

$$S = \frac{x_A(y_B - y_C) + x_B(y_C - y_A) + x_C(y_A - y_B)}{2}$$

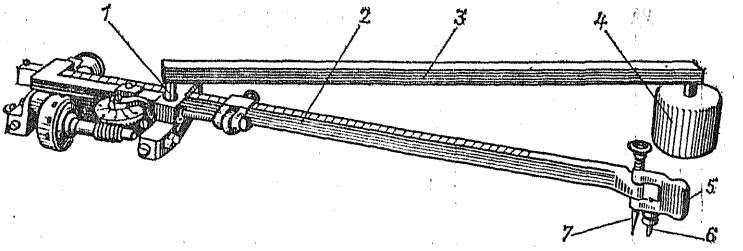


Рис. 14. Устройство полярного планиметра

или

$$S = \frac{y_A (x_C - x_B) + y_B (x_A - x_C) + y_C (x_B - x_A)}{2}.$$

Если вершины участка пронумеровать по часовой стрелке, то формулу определения площади можно представить в общем виде:

$$S = \frac{\sum x_i (y_{i+1} - y_{i-1})}{2}; \quad S = \frac{\sum y_i (x_{i+1} - x_{i-1})}{2},$$

где $i = 1, 2, 3, \ldots, n$.

Способ взвешивания применяют при наличии лабораторных аналитических весов. Участок с карты (плана) по внешнему контуру переносят на лист плотной бумаги и вырезают. Из того же листа вырезают прямоугольник, соответствующий единице площади в земельной мере. Взвесив обе вырезки на весах, рассчитывают площадь участка по формуле

$$S = (PS_0)/P_0,$$

где P — вес участка, S_0 и P_0 — соответственно площадь и вес прямоугольника.

Механический способ основан на измерении площадей специальным прибором — планиметром. Наиболее широко применяются полярные планиметры (рис. 14). Планиметр состоит из двух рычагов: обводного *2* и полюсного *3*, соединенных штифтом *1*. На одном конце обводного рычага находится передвижная каретка со счетным механизмом, на другом — обводная игла *7*, опорный штифт *6* и ручка *5*. На полюсном рычаге установлен груз *4* с иглой.

Перед измерением обводную иглу устанавливают над какой-либо точкой внешнего контура участка и по счетному механизму делают начальный отсчет u_1. После

полного обведения контура делают конечный отсчет u_2. Искомую площадь при положении полюса вне контура вычисляют по формуле

$$S = c\,(u_2 - u_1),$$

при полюсе внутри контура — по формуле

$$S = c\,(u_2 - u_1 + q),$$

где c — цена деления планиметра; q — постоянная планиметра при установке его внутри контура участка.

Предварительно определяют c и q по формулам

$$c = S/(u_2 - u_1);\ q = S/c - (u_2 - u_1).$$

Величину c определяют в результате обведения фигуры с известной площадью. Такой фигурой может быть квадрат, образованный линиями километровой или координатной сетки. По получении c вычисляют q. Для удобства расчетов каретку со счетным механизмом устанавливают на обводном рычаге на таком отсчете, чтобы c было равно 0,1; 0,01 и т. д.

Планиметр должен удовлетворять следующим требованиям: счетное колесо должно вращаться легко и свободно и плоскость счетного колеса должна быть перпендикулярна оси обводного рычага. Счетное колесо регулируют путем перемещения подшипника, зазор между колесом и верньером при этом должен быть минимальным.

Для поверки второго требования обводят контур при двух положениях счетного механизма. Разности отсчетов при правом и левом положениях не должны отличаться более чем на 2—3 деления планиметра. Если это требование не выполняется, то обведение фигуры производят при двух положениях счетного механизма. Окончательный результат получают как среднее из двух измерений.

Наибольшую точность определения площади имеет аналитический способ — 1/1000, точность механического способа — 1/300, графического и взвешиванием — 1/100.

§ 8. Общие сведения об аэрофотоснимках

Аэрофотоснимком (АФС) называется снимок местности, полученный с летательного аппарата. Он представляет собой фотографическое изображение участка местности и является источником наглядной и измерительной, метрической информации об объекте. На аэрофотоснимках

отображается форма, яркость или цвет каждого участка местности. При рассматривании аэрофотоснимка возникают зрительные ощущения близкие к получаемым при непосредственном наблюдении данного участка местности с летательного аппарата.

Изучение местности по АФС начинают с их дешифрирования. При *дешифрировании* производят распознавание объектов, выявление их качественных и количественных характеристик, а также регистрацию результатов в графической, цифровой и текстовой формах. Различают ландшафтное, топографическое и отраслевое дешифрирование.

При топографическом дешифрировании изучают гидрографическую сеть, растительность, грунты, характер сельхозугодий, формы рельефа, строения и сооружения, дороги и местные предметы.

В дешифрировании выделяют камеральные и полевые работы. Полевое дешифрирование заключается в обследовании территории и выявлении необходимых сведений на местности. Камеральное дешифрирование осуществляют не выходя на местность по прямым и косвенным дешифровочным признакам объектов. К *прямым признакам* относят размеры, форму, фототон, цвет, рисунок (структуру) изображения. К *косвенным признакам* — собственные тени предметов, падающие тени других предметов и все признаки, указывающие на наличие или характеристику неизобразившегося на снимке объекта.

При камеральном дешифрировании широко используют справочно-картографические материалы, эталоны полевого дешифрирования. Эффективность дешифрирования зависит от характера изучаемых объектов, особенностей передачи их изображения оптикой и фотоматериалами; от методики работ, оснащенности приборами и квалификации исполнителей. К исполнителям дешифрирования предъявляют особые профессиональные требования в отношении восприятия яркостных и цветовых контрастов и стереоскопичности зрения, а также способности к эффективному опознаванию объектов по их специфическому изображению на АФС. Исполнители должны знать особенности природы и хозяйства данной территории и иметь сведения об условиях ее аэрофотосъемки. При отраслевом дешифрировании кроме владения методикой и техникой дешифрирования исполнитель должен быть специалистом данной отрасли.

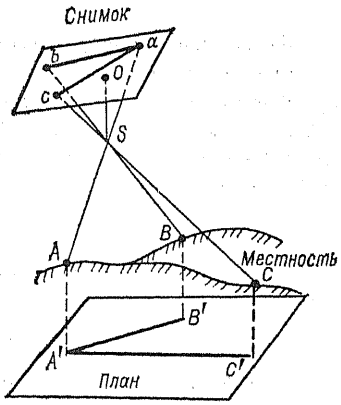


Рис. 15. Схема построения центральной проекции

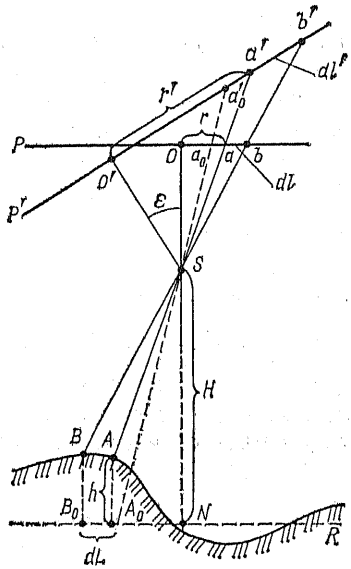


Рис. 16. Схема влияния наклона снимка и рельефа местности на положение точек на снимке

Метрическая информация аэроснимка является следствием его построения по законам центральной проекции, реализуемой объективом аэрофотоаппарата. Метрические свойства аэрофотоснимка позволяют определять размеры и местоположение объектов путем соответствующих измерений.

Проекция объекта (рис. 15), полученная в результате пересечения плоскости изображения (снимка) с проектирующими лучами, пересекающимися в одной точке, называется *центральной*, а точка пересечения лучей S — центром проекции. В отличие от плана местности, построенного в едином масштабе, значение масштаба аэрофотоснимка в различных его точках неодинаково. Оно зависит от угла наклона снимка, рельефа местности и расположения точки на аэрофотоснимке. Поэтому отношения $A'B'/ab$, $A'C'/ac$ не являются постоянными, а углы $B'A'C'$ и bac — равными (см. рис. 15).

Рассмотрим влияние рельефа местности и величины наклона снимка на положение точек на снимке. На рис. 16 показано сечение горизонтального P и наклонного P' аэрофотоснимков вертикальной плоскостью (плоскостью «главного вертикала»), проходящей через главный луч SO — перпендикуляр к плоскости наклонного снимка.

Длину отрезка SO называют фокусным расстоянием снимка (f), точку O — главной точкой снимка.

Для определения масштаба снимка в точке a надо определить отношение бесконечно малого отрезка dl, исходящего из этой точки в заданном направлении, к соответствующему отрезку dL на местности

$$1/m = dl/dL.$$

Из рис. 16 следует, что масштаб горизонтального снимка в точке a определяет соотношение

$$1/m_0 = dl/dL = f/(H - h), \tag{6}$$

где H — высота центра проекции S над средней горизонтальной плоскостью местности R; h — превышение точки местности над плоскостью R.

Масштаб наклонного снимка в точке a' равен

$$\frac{1}{m} = \frac{dl'}{dL} = \frac{f}{H-h}\left(\cos\varepsilon - \frac{r'}{f}\sin\varepsilon\right)^2, \tag{7}$$

где r' — удаление точки изображения a от главной точки снимка; ε — угол наклона снимка.

Формула (6) показывает, что масштаб горизонтального снимка определяют постоянные величины f и H, известные из паспорта аэрофотосъемки, и одна переменная h, т. е. превышение точек местности.

Из формулы (7) следует, что масштаб наклонного снимка кроме величин f, H и h определяет еще значение угла наклона снимка ε и удаление точки a от главной точки снимка.

Влияние угла наклона снимка на масштаб исключают с помощью гиростабилизирующих аэрофотоустановок при съемке или путем специального оптического преобразования изображения — фототрансформирования. Фототрансформирование выполняют при проекционной фотопечати. В этом случае, при наличии сведений о рельефе местности, можно вычислить предельное смещение точек снимка вследствие влияния рельефа местности.

На рис. 16 показан трансформированный, т. е. горизонтальный снимок P. Точка A лежит на поверхности земли, A_0 — ее проекция на среднюю плоскость местности R. Отрезок a_0a является искажением изображения из-за превышения h:

$$a_0a = \frac{A_0A}{SN}Oa \quad \text{или} \quad \delta_h = \frac{h}{H}r.$$

Новейшие достижения науки и оптико-механической промышленности позволили создать прибор — ортофототрансформатор, исключающий влияние рельефа на изображение снимка. При использовании этого прибора получают ортофотоснимок — фотоизображение участка местности, эквивалентное топографическому плану.

Раздел II
ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ИЗМЕРЕНИЯ

Глава 3
ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

§ 9. Основные понятия теории погрешностей измерений

Случайное событие и вероятность

Случайным называют событие, которое в результате проведения опыта может произойти, а может и не произойти. Например, появление грани с цифрой три (событие A) при бросании игральной кости. Точно определить до опыта произойдет или нет событие A невозможно.

Случайное событие всегда связано с вероятностью. Под *вероятностью* p понимают меру достоверности появления случайного события. В схеме случаев вероятность определяют как отношение числа благоприятных случаев m к общему числу случаев n

$$p = m/n.$$

В нашем примере число благоприятствующих случаев $m = 1$ (одна грань с цифрой три), общее число случаев $n = 6$ (грани с цифрами от одного до шести), т. е. $p = 1/6$. Рассмотрим некоторые свойства вероятностей.

Событие называют *достоверным*, если оно в результате опыта обязательно произойдет. Например, появление одной из граней (1, 2, 3, 4, 5 или 6) при бросании игральной кости. Вероятность достоверного события $p = 6/6 = 1$.

Событие называют *невозможным*, если в результате опыта оно не может произойти. Например, появление грани с цифрой восемь (такой грани нет) при бросании игральной кости. Тогда вероятность невозможного события $p = 0/6 = 0$.

Случайная величина

Величину называют случайной, если в результате опыта она может принять то или иное значение, заранее которое точно предсказать невозможно. Например, число появления герба при многократном бросании монеты. Случайную величину принято обозначать через X, конкретные значения, которые она может принимать, — через x_i, а вероятность появления этих значений — через p_i.

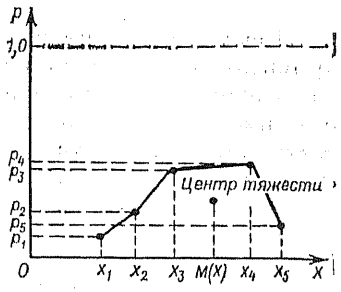


Рис. 17. График распределения случайной величины

Зависимость между X и p называют *законом распределения вероятностей*. Закон распределения случайной величины может быть задан в виде аналитической зависимости, таблицы или графика. Образец такого графика приведен на рис. 17.

Закон распределения полностью характеризует случайную величину, но он не всегда бывает известен. Поэтому на практике чаще пользуются его приближенным описанием с помощью числовых характеристик: математического ожидания и стандартного отклонения.

Математическое ожидание $M(X)$ характеризует положение центра рассеивания — абсциссу центра тяжести (см. рис. 16) случайной величины и вычисляется по формуле

$$M(X) = \sum_{1}^{n} p_i x_i. \qquad (8)$$

Числовое значение математического ожидания принято обозначать через m_x.

Степень рассеивания случайной величины вокруг математического ожидания характеризуют *стандартным отклонением* или стандартом. Стандарт вычисляют по формуле

$$\sigma(X) = \sqrt{\frac{\sum_{1}^{n} (x_i - m_x)^2}{n}}. \qquad (9)$$

§ 10. Измерения и их погрешности

В повседневной деятельности человека часто возникает необходимость в количественной оценке различных объектов. Простейшим случаем такой оценки является счет, при котором определяют число единиц в совокупности.

Однако не всегда есть возможность оценить количественную сторону простым подсчетом единиц. Например, в длине отрезка таких естественных единиц нет. В этом случае для количественной оценки объекта выбирают специальную единицу меры и путем сравнения определяют, какое число таких единиц уложится в определяемой величине. Процесс такого сравнения называют *измерением*. Результат измерения — число, которое характеризует определяемую величину с количественной стороны. Результаты измерений позволяют сравнивать несколько величин, при этом можно характеризовать не только какие из них больше, но и на сколько больше или во сколько раз больше, т. е. получить полную количественную характеристику объекта.

При измерении расстояний в качестве единицы меры используют метр и его производные — километр, дециметр, сантиметр и миллиметр. Для измерений углов используют градус, гон (град) и радиан.

Непосредственное сравнение единицы меры с определяемым объектом называют *прямыми измерениями*. Иногда прямые измерения крайне затруднены или невозможны. Например, при определении площади помещения прямоугольной формы нецелесообразно брать единицу меры в виде квадрата со стороной в один метр и укладывать эту единицу на определяемой площади. Естественно, что мы измерим длину и ширину помещения, а площадь его вычислим как произведение этих величин. Случаи, когда измеряют одни величины, а определяемое значение вычисляют как функцию результатов измерений, называют *косвенными измерениями*.

На процесс измерения воздействует ряд факторов, влияние которых приводит к появлению погрешностей. Под *погрешностью измерения* Δ понимают разность между результатом измерения l и истинным значением X определяемой величины, т. е.

$$\Delta = l - X. \qquad (10)$$

Результаты измерений всегда сопровождаются погрешностями. В этом нетрудно убедиться, если измерить

одну величину несколько раз: результаты хоть на немного, но будут различаться между собой. Во многих случаях объект измерения является абстрактным математическим понятием, а измерению подвергаются реальные объекты. Например, измеряют диаметр тела, имеющего форму шара. Как бы тщательно ни обрабатывалась поверхность этого тела, она все равно будет иметь отклонения от идеальной сферы. При измерении диаметров тела в различных его частях будут получены расхождения в результатах, что свидетельствует о наличии в них погрешностей.

§ 11. Классификация погрешностей

По характеру влияния на результаты измерений различают следующие виды погрешностей.

Грубые погрешности

При измерениях это, как правило, просчеты. Например, при измерении длины отрезка вместо 7 м 95 см взяли отсчет 8 м 95 см. Чтобы обнаружить и исключить грубый промах, величину обычно измеряют дважды и, по возможности, разными методами.

Систематические погрешности λ

Систематическими называют погрешности, которые в результаты измерений входят по определенной математической зависимости.

Пример 1. Расстояние измеряют металлической метровой линейкой. Линейка уложилась в определяемом отрезке 3 раза. Результат измерения равен

$$l = nl_{\text{н}} = 3 \cdot 1{,}000 = 3{,}000 \text{ м},$$

где n — число уложений линейки в измеряемом отрезке; $l_{\text{н}}$ — номинальная длина линейки (длина по паспорту прибора).

Предположим, что в момент измерений длина линейки была равна не 1,000 м, а $l_{\text{ф}} = 0{,}999$ м. Тогда, истинная длина отрезка равна

$$X = 3 \cdot 0{,}999 = 2{,}997 \text{ м}.$$

В этом случае систематическая погрешность λ_1 равна:

$$\lambda_1 = l - X = 3{,}000 - 2{,}997 = 0{,}003 \text{ м} = 3 \text{ мм}.$$

Если разность длин мерного прибора (линейки) обозначить через $\Delta l = l_{\text{н}} - l_{\text{ф}}$, то в общем случае систематическую погрешность можно определить по формуле

$$\lambda_1 = \Delta l n.$$

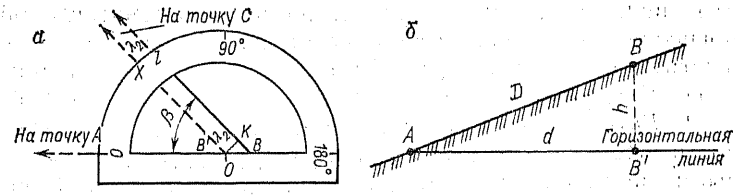


Рис. 18. Погрешности измерений:
а — горизонтального угла; *б* — расстояния

Систематические погрешности такого вида называют *постоянными*, так как они входят каждый раз в результаты измерений в виде постоянной величины. Так, при одном уложении линейки погрешность будет в 1 мм, при двух уложениях — 2 мм и т. д.

Пример 2. При измерении горизонтального угла ABC (рис. 18, *а*) центр транспортира 0 установили не в вершину угла B, а в точку B'. Поэтому вместо верного отсчета X получили отсчет l. Погрешность $\lambda_2 = l - X$ обусловлена влиянием величины отклонения BB' и зависит от угла β. Из прямоугольного треугольника OKB:

$$\lambda_2 = BB' \sin \beta.$$

Эта систематическая погрешность изменяется по *периодическому закону*.

Пример 3. Для составления плана местности вместо горизонтального проложения d измерено наклонное расстояние D (рис. 18, *б*). В этом случае допускают систематическую погрешность

$$\lambda_3 = D - d.$$

Из прямоугольного треугольника ABB' имеем

$$h^2 = D^2 - d^2 = (D - d)(D + d)$$

или

$$D - d = \lambda_3 = h^2/(D + d).$$

Так как расхождение между D и d невелико, то $D \approx d$ и

$$\lambda_3 = h^2/2D.$$

Вне зависимости от знака превышения h систематическая погрешность λ_3 всегда будет положительным числом. Такие систематические погрешности называют *односторонне действующими*.

Для ослабления влияния систематических погрешностей применяют следующие способы.

1. *Введение в результаты измерений поправок* δ, равных по величине и противоположных по знаку систематическим погрешностям, т. е. $\delta = -\lambda$. Тогда исправленное значение $l_и$ результата измерения равно

$$l_и = l + \delta = l - \lambda.$$

Так как $\lambda = l - X$, то

$$l_и = l - (l - X) = X,$$

что свидетельствует об отсутствии в $l_и$ систематической погрешности. Однако точно выполнить условие $\delta = -\lambda$ невозможно. Поэтому $l_и \approx X$ и говорит не об исключении, а об ослаблении влияния систематических погрешностей.

2. *Выбор методики измерений*, при котором погрешности входят в результаты измерений с противоположными знаками, т. е. $l_1 = X + \lambda_1$, $l_2 = X - \lambda_2$. Если $\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda$, то среднее арифметическое свободно от влияния систематической погрешности. Действительно

$$l_{ср} = \frac{l_1 + l_2}{2} = \frac{X + \lambda + X - \lambda}{2} = X.$$

Как и ранее, добиться полного исключения погрешности не удается, так как выдержать равенство $\lambda_1 = \lambda_2$ практически невозможно.

3. *Ограничение условий измерений*, при котором систематическая погрешность по абсолютной величине не превышает определенного малого значения.

При правильной организации геодезических измерений сумма систематических погрешностей должна быть близка к нулю. В некоторых случаях это условие используют для определения суммарного значения систематических погрешностей и исключения их влияния из результатов измерений.

Случайные погрешности η

Случайными называют погрешности, величину и знак которых предсказать точно до измерения невозможно.

Несмотря на кажущуюся бессистемность случайные погрешности обладают определенными свойствами, которые проявляются при большом числе испытаний. Закономерности такого вида принято называть статистическими.

Случайные погрешности обладают рядом свойств.

1. *В данных условиях измерений случайные погрешности по абсолютной величине не превышают определенного предела*

$$|\eta| \leqslant \Delta_{пред}.$$

Величину $\Delta_{пред}$ называют предельной погрешностью. В строительном производстве в качестве предельной погрешности выбирают утроенное значение стандарта: $\Delta_{пред} = 3m$. Это условие обычно соблюдается с вероятностью $p = 0{,}9973$.

2. *Положительные и отрицательные случайные погрешности равновозможны*, т. е. вероятность появления положительной погрешности равна вероятности появления отрицательной погрешности

$$p(\eta < 0) = p(\eta > 0).$$

3. *Малые по абсолютной величине случайные погрешности встречаются чаще, чем большие.* Это свойство можно записать так

$$\text{если } |\eta_1| < |\eta_2|, \quad \text{то} \quad p(\eta_1) > p(\eta_2).$$

4. *Среднее арифметическое из случайных погрешностей стремится к нулю при неограниченном возрастании числа измерений.* Если число измерений обозначить через n, среднее арифметическое записать в виде $\left(\sum_1^n \eta\right)\Big/n$, то

$$\lim_{n \to \infty} \frac{\sum_1^n \eta}{n} \to 0.$$

Рассмотрим подробнее это свойство, для чего в среднем арифметическом будем последовательно увеличивать n. При этом в числителе будут преобладать малые по абсолютной величине погрешности (3 свойство). Кроме того, приблизительно половина слагаемых будет со знаком плюс, половина со знаком минус (2-ое свойство). Поэтому с увеличением n числитель будет возрастать, но очень медленно. Знаменатель при последовательном увеличении n возрастает как натуральный ряд чисел, т. е. довольно быстро. Если числитель возрастает очень медленно, а знаменатель быстро, то в пределе такое отношение стремится к нулю. Это важное свойство случайных погрешностей называют *свойством компенсации*.

Для ослабления влияния случайных погрешностей производят многократные измерения определяемой величины, а за окончательное значение принимают среднее арифметическое. В последующем будет доказано, что погрешность арифметической середины существенно меньше погрешности одного измерения.

Необходимо отметить, что погрешности измерений состоят из систематической и случайной частей

$$\Delta = \lambda + \eta.$$

При этом, как отмечалось ранее, геодезические измерения стараются организовать так, чтобы окончательный результат был по возможности свободен от систематических погрешностей.

§ 12. Арифметическая средина

Пусть имеем ряд результатов многократных измерений одной величины l_1, l_2, ..., l_n. Необходимо определить наиболее надежное значение, т. е. такое значение, которое ближе всех других к истинному значению X.

Определим погрешности результатов измерений

$$\Delta_1 = l_1 - X;$$
$$\Delta_2 = l_2 - X;$$
$$\cdots\cdots$$
$$\Delta_n = l_n - X.$$

Просуммировав эти равенства и разделив обе их части на n, получим

$$\sum_1^n \Delta_i = \sum_1^n l_i - X; \quad \frac{\sum_1^n \Delta_i}{n} = \frac{\sum_1^n l_i}{n} - X.$$

Обозначив арифметическую средину $\left(\sum_1^n l_i\right) \Big/ n = X_0$, запишем

$$X = X_0 - \frac{\sum_1^n \Delta_i}{n}.$$

На основании 4-го свойства случайных погрешностей $\left(\sum_1^n \eta_i\right) \Big/ n$ при неограниченном возрастании n стремится к нулю. Можно полагать, что при отсутствии систематических погрешностей и достаточно большом n величина $\left(\sum_1^n \Delta_i\right) \Big/ n$ будет достаточно мала. Поэтому за наиболее надежное значение принимают среднее арифметическое

$$X_0 = \frac{\sum_1^n l_i}{n}. \qquad (12)$$

Сравним среднее арифметическое с математическим ожиданием случайной величины, для чего в формуле (8)

заменим x_i на l_i и вычислим вероятности появления p_i. В данном ряде перечислены все значения для данного испытания, т. е. полная группа событий. Поэтому $\sum_1^n p_i = 1$. Кроме того, все эти события равновозможны, т. е. $p_1 = p_2 = \cdots = p_i = 1/n$. Подставив полученные значения в формулу (12), получим

$$M(l) = \frac{1}{n} l_1 + \frac{1}{n} l_2 + \cdots + \frac{1}{n} l_n. \qquad (13)$$

Сравнивая (9) и (13), нетрудно убедиться, что среднее арифметическое является экспериментальной оценкой теоретической величины, т. е. математического ожидания.

Из теории вероятностей известно, что математическое ожидание является значением случайной величины, которое имеет наибольшую вероятность. Поэтому среднее арифметическое называют *вероятнейшим значением*.

§ 13. Оценка случайных погрешностей

Пусть проведен ряд измерений одной величины в одинаковых условиях: одним прибором, одним исполнителем, по одной методике, при практически неизменных внешних условиях и отсутствии систематических погрешностей. Нет оснований полагать, что эти измерения выполнены с разной точностью. Назовем такие измерения *равноточными*. Если известно истинное значение X измеряемой величины, то для каждого результата l_i можно по формуле (8) вычислить истинную погрешность Δ_i. Так как погрешности являются случайными, то и значения их будут разными. Например: —1, +3, —4, 0, +3, +2, —1, +9, —6, —3. Из этого следует, что точность одинаковая, а значения погрешностей разные. Следовательно, одно значение погрешности еще не определяет точности и необходимо обобщенное понятие точности.

Пусть далее второй исполнитель другим прибором и в других неизменных условиях измерил ту же величину и получил второй ряд истинных погрешностей: —7, +6, +5, —3, +8, +4, —8, +7.

Как определить, в каком ряде измерения выполнены более точно? Очевидно, необходимо выбрать обобщенный критерий погрешностей и с его помощью оценить величину погрешности в виде числа. Сравнивая полученные оценки в виде чисел, можно определить не только какой

ряд точнее, но и на сколько точнее или во сколько раз точнее.

В геодезии в качестве такого критерия используют среднюю квадратическую погрешность, определяемую по формуле Гаусса

$$m = \sqrt{\frac{\sum_1^n \Delta_i^2}{n}}. \qquad (14)$$

Вычисляя средние квадратические погрешности для обеих рядов измерений, получим:

$$m_1 = \sqrt{\frac{(-1)^2 + (+3)^2 + (-4)^2 + 0^2 + (+3)^2 + (+2)^2 + (-1)^2 + (+9)^2 + (-6)^2 + (-3)^2}{10}} = 4{,}1;$$

$$m_2 = \sqrt{\frac{(-7)^2 + (+6)^2 + (+5)^2 + (-3)^2 + (-8)^2 + (+4)^2 + (-8)^2 + (+7)^2}{8}} = 6{,}2.$$

Сравнивая значения m_1 и m_2 можно объективно оценить точность измерений.

Для сравнения стандарта со средней квадратической погрешностью подставим в формулу (9) вместо x_i и m_x соответствующие им значения l_i и X. Тогда $x_i - m_x = l_i - X = \Delta_i$ и

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_1^n \Delta_i^2}{n}},$$

т. е. правая часть этой формулы полностью совпадает с формулой (14).

Следовательно, среднюю квадратическую погрешность можно рассматривать как экспериментальную оценку теоретической величины, т. е. стандарта.

Формулу (14) можно использовать только тогда, когда известно истинное значение X. Поэтому для оценки погрешностей на практике используют полученную теоретическим путем *формулу Бесселя*:

$$m = \sqrt{\frac{\sum_1^n v_i^2}{n-1}}, \qquad (15)$$

где $v_i = l_i - X_0$ отклонения от арифметической средины.

Рассмотрим свойство отклонений от арифметической средины, для чего для данного ряда измерений вычислим все отклонения

$$v_1 = l_i - X_0;$$
$$v_2 = l_i - X_0;$$
$$\ldots\ldots\ldots,$$
$$v_n = l_n - X_0.$$

Просуммировав эти равенства и разделив сумму на n, получим

$$\sum_1^n v_i = \sum_1^n l_i - nX_0; \quad \left(\sum_1^n v_i\right)\Big/ n = \left(\sum_1^n l_i\right)\Big/ n - X_0.$$

Но $\left(\sum_1^n l_i\right)\Big/ n = X_0$. Тогда $\left(\sum_1^n v_i\right)\Big/ n = 0$. Так как $n \neq 0$, то $\sum_1^n v_i = 0$.

Свойство суммы отклонений равняться нулю используют при контроле правильности вычисления X_0 и v_i.

§ 14. Погрешности функций измеренных величин

Рассмотрим функцию общего вида $u = \varphi(X, Y, Z)$. Пусть известны аргументы X, Y, Z и их средние квадратические погрешности m_x, m_y и m_z. Требуется найти среднюю квадратическую погрешность функции m_u.

Предположим, что аргументы X, Y, Z измерены n раз и получено n погрешностей Δx, Δy, Δz. Если функция непрерывна и имеет конечные частные производные, то для каждой серии измерений можно записать управления связи

$$\Delta u_i = \frac{\partial u}{\partial x}\Delta x_i + \frac{\partial u}{\partial y}\Delta y_i + \frac{\partial u}{\partial z}\Delta z_i.$$

Возводя в квадрат правые и левые части равенств, получим

$$\Delta u_i^2 = \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)^2 \Delta x_i^2 + \left(\frac{\partial u}{\partial y}\right)^2 \Delta y_i^2 + \left(\frac{\partial u}{\partial z}\right)^2 \Delta z_i^2 +$$
$$+ 2\frac{\partial u}{\partial x}\frac{\partial u}{\partial y}\Delta x_i \Delta y_i + 2\frac{\partial u}{\partial x}\frac{\partial u}{\partial z}\Delta x_i \Delta z_i + 2\frac{\partial u}{\partial y}\frac{\partial u}{\partial z}\Delta y_i \Delta z_i.$$

Просуммировав эти равенства от 1 до n и разделив их на n, запишем

$$\frac{\sum_1^n \Delta u_i^2}{n} = \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)^2 \frac{\sum_1^n \Delta x_i^2}{n} + \left(\frac{\partial u}{\partial y}\right)^2 \frac{\sum_1^n \Delta y_i^2}{n} + \left(\frac{\partial u}{\partial z}\right)^2 \frac{\sum_1^n \Delta z_i^2}{n} +$$

$$+ 2\frac{\partial u}{\partial x}\frac{\partial u}{\partial y}\frac{\sum_1^n \Delta x_i \Delta y_i}{n} + 2\frac{\partial u}{\partial x}\frac{\partial u}{\partial z}\frac{\sum_1^n \Delta x_i \Delta z_i}{n} + 2\frac{\partial u}{\partial y}\frac{\partial u}{\partial z}\frac{\sum_1^n \Delta y_i \Delta z_i}{n}. \tag{16}$$

Но

$$\frac{\sum_1^n \Delta u_i^2}{n} = m_u^2; \quad \frac{\sum_1^n \Delta x_i^2}{n} = m_x^2; \quad \frac{\sum_1^n \Delta y_i^2}{n} = m_y^2; \quad \frac{\sum_1^n \Delta z_i^2}{n} = m_z^2.$$

Рассмотрим последние три члена равенства (16). Известно, что на основании 4-го свойства случайных погрешностей

$$\lim_{n\to\infty} \frac{\sum_1^n \Delta x_i}{n} \to 0; \quad \lim_{n\to\infty} \frac{\sum_1^n \Delta y_i}{n} \to 0; \quad \lim_{n\to\infty} \frac{\sum_1^n \Delta z_i}{n} \to 0.$$

В нашем случае в числителях вместо сумм случайных погрешностей стоят суммы произведений, т. е. величины заведомо меньшие. Действительно, если $\Delta x = 0{,}1$; $\Delta y = 0{,}1$, то их произведение $\Delta x \cdot \Delta y = 0{,}01$, т. е. на порядок меньше. Следовательно, выражения вида $\left(\sum_1^n \Delta x \cdot \Delta y\right)\Big/ n$, $\left(\sum_1^n \Delta x \cdot \Delta y\right)\Big/ n$ и $\left(\sum_1^n \Delta y \cdot \Delta z\right)\Big/ n$ будут пренебрегаемо малы и три последних члена равенства (16) можно не учитывать.

Тогда, используя полученные ранее значения, окончательно запишем

$$m_u^2 = \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)^2 m_x^2 + \left(\frac{\partial u}{\partial y}\right)^2 m_y^2 + \left(\frac{\partial u}{\partial z}\right) m_z^2. \tag{17}$$

Нетрудно убедиться в том, что число аргументов в функции можно увеличить, а общая структура формулы не изменится.

Произведение постоянного множителя на измеренную величину

Рассмотрим функцию $u = cX$, где c — постоянный множитель; X — результат измерения. Тогда, подставляя в формулу (16) значение частной производной, получим

$$m_u^2 = c^2 m_x^2 \quad \text{или} \quad m_u = cm_x. \tag{18}$$

Пример. Линолеум имеет ширину $a = 1{,}4$ м. Для настила полов от рулона отрезали кусок длиной $l = 30$ м с погрешностью измерения $m_l = 0{,}5$ м. Какую погрешность в площади линолеума допустили, если измерение ширины куска погрешности практически не имеет?

Вычислим площадь линолеума $S = al = 1{,}4 \cdot 30 = 38{,}0$ м^2. Подставляя соответствующие значения в формулу (18), запишем $m_S = am_l = 1{,}4 \cdot 0{,}5 = 0{,}7$ м^2.

Следовательно, $S = 38{,}0$ м^2; $m_S = 0{,}7$ м^2.

Сумма измеренных величин

Рассмотрим функцию $u = X + Y$. Определяя частные производные и подставляя их в формулу (17), получим

$$m_u^2 = m_x^2 + m_y^2. \tag{19}$$

Пример. Измерены два отрезка $a = 12{,}35$ м и $b = 9{,}54$ м со средними квадратическими погрешностями $m_a = 3$ см и $m_b = 2$ см. Найти среднюю квадратическую погрешность суммы этих отрезков.

Вычислим сумму отрезков $u = 12{,}35 + 9{,}54 = 21{,}89$ м. Среднюю квадратическую погрешность величины u найдём по формуле (19):

$$m_u^2 = m_a^2 + m_b^2 = 3^2 + 2^2 = 13 \quad \text{и} \quad m_u = 3{,}6 \text{ см}.$$

Итак: $u = 21{,}89$ м, $m_u = 0{,}04$ м.

Разность измеренных величин

Пусть имеем функцию $u = X - Y$. Находя частные производные и подставляя их значения в формулу (17), запишем

$$m_u^2 = (+1)^2 m_x^2 + (-1)^2 m_y^2 = m_x^2 + m_y^2. \tag{20}$$

Пример. Для определения перекоса торцевой стены (неперпендикулярности к продольной оси здания) измерены по продольным осям расстояния от ядра жесткости до стены $l_1 = 100{,}01$ м и $l_2 = 99{,}98$ м с погрешностями соответственно $m_1 = 3$ см и $m_2 = 4$ см. Вычислить перекос как разность расстояний и определить его погрешность.

Вычислим перекос $\Delta = 100{,}01 - 99{,}98 = +0{,}03$ м $= +3$ см. Для вычисления погрешности подставим значения средних квадратических погрешностей в формулу (19):

$$m_\Delta^2 = m_1^2 + m_2^2 = 3^2 + 4^2 = 25 \text{ см}^2 \quad \text{или} \quad m_\Delta = 5 \text{ см}.$$

Следовательно, перекос $\Delta = 3$ см с $m_\Delta = 5$ см.

Отметим, если при значении $\Delta = 3$ см ее средняя квадратическая погрешность составляет 5 см, то мы просто не можем судить о величине перекоса. Полученное значение больше вводит нас в заблуждение, чем говорит о действительной величине перекоса. Поэтому в геодезии всегда избегают определения разности близких по значению величин. В данном примере перекос необходимо определять другими методами.

Линейная функция измеренных величин

Рассмотрим функцию

$$u = c_1X_1 + c_2X_2 + \cdots + c_nX_n = \sum_1^n c_iX_i.$$

Вычисляя частные производные и подставляя полученные значения в данную формулу, получим

$$m_u^2 = c_1^2m_1^2 + c_2^2m_2^2 + \cdots + c_n^2m_n^2 = \sum_1^n c_i^2m_i^2.$$

§ 15. Погрешность арифметической средины

Пусть имеем ряд равноточных измерений одной величины $l_1, l_2, \ldots, l_n$, и в качестве окончательного значения используем среднее арифметическое $X_0 = \left(\sum_1^n l_i\right) \Big/ n$.

Известно, что точность непосредственных измерений можно оценить с помощью средней квадратической погрешности m, определяемой по формуле (*15*).

Чтобы определить среднюю квадратическую погрешность X_0 представим эту величину в следующем виде

$$X_0 = \frac{1}{n}l_1 + \frac{1}{n}l_2 + \cdots + \frac{1}{n}l_n.$$

Тогда по формуле (17) получим

$$m_{X_0}^2 = \frac{1}{n^2}m_1^2 + \frac{1}{n^2}m_2^2 + \cdots + \frac{1}{n^2}m_n^2 =$$

$$= \frac{1}{n^2}(m_1^2 + m_2^2 + \cdots + m_n^2).$$

В равноточном ряде измерений $m_1 = m_2 = \cdots = m_n = m$, тогда

$$m_{X_0}^2 = M^2 = \frac{m^2}{n} \quad \text{или} \quad M = \frac{m}{\sqrt{n}}.$$

Следовательно, погрешность арифметической средины в $\sqrt{n}$ раз меньше погрешности одного измерения. Это свой-

ство и используют для ослабления влияний случайных погрешностей измерений. При этом нецелесообразно применять очень большое число измерений, так как для повышения точности в 2 раза необходимо 4 измерения, а для повышения в 4 раза уже 16 измерений.

§ 16. Неравноточные измерения

Ранее мы рассматривали ряды равноточных измерений, т. е. измерений с одинаковыми средними квадратическими погрешностями: $m_1 = m_2 = \cdots = m_n$. Если это условие нарушено хотя бы в одном случае, то ряд измерений называют неравноточным. Рассмотрим, как в этом случае определить вероятнейшее значение и оценить точность результатов.

Пусть равноточные измерения производились двумя сериями. При этом в первой серии (например, в первый день) выполнили k измерений, во второй серии — остальные $(n - k)$ измерений, т. е.

I серия (k измерений): $l_1, l_2, \ldots, l_k$;

II серия ($n - k$ измерений): $l_{k+1}, l_{k+2}, \ldots, l_n$.

Для каждой серии вычисляли средние арифметические и их средние квадратические погрешности

$$X_0^{\mathrm{I}} = \frac{\sum_1^k l_i}{k} = L_{\mathrm{I}}; \quad X_0^{\mathrm{II}} = \frac{\sum_{k+1}^n l_i}{n-k} = L_{\mathrm{II}};$$

$$M_{\mathrm{I}} = \frac{m}{\sqrt{k}}; \quad M_{\mathrm{II}} = \frac{m}{\sqrt{n-k}}.$$

Если $M_{\mathrm{I}} \neq M_{\mathrm{II}}$, то ряд измерений L_{I}, L_{II} будет неравноточным. Предположим, что известны только L_{I}, L_{II} и M_{I}, M_{II}, а необходимо найти X_0 и M. Вычислим арифметическую средину по формуле (12)

$$X_0 = \frac{\sum_1^n l_i}{n} = \frac{\sum_1^k l_i + \sum_{k+1}^n l_i}{k+n-k}. \tag{21}$$

Введем новые переменные

$$p_{\mathrm{I}} = \frac{c}{M_{\mathrm{I}}^2} \quad \text{и} \quad p_{\mathrm{II}} = \frac{c}{M_{\mathrm{II}}^2}, \tag{22}$$

где c — постоянное для данного ряда положительное

число. С учетом равенств $M_{\text{I}}^2 = m^2/k$ и $M_{\text{II}}^2 = m^2/(n-k)$:

$$p_{\text{I}} = \frac{c}{m^2}; \quad p_{\text{II}} = \frac{c(n-k)}{m^2} \quad \text{и} \quad k = \frac{p_{\text{I}} m^2}{c}; \quad n-k = \frac{p_{\text{II}} m^2}{c}.$$

Подставляя эти значения в (21), получим

$$X_0 = \frac{\frac{c}{m^2}\sum_{1}^{k} l_i + \frac{c}{m^2}\sum_{k+1}^{n} l_i}{p_{\text{I}} + p_{\text{II}}}.$$

Умножив и разделив первый член числителя на k, а второй на $(n-k)$, получим

$$\frac{c}{m^2}\sum_{1}^{k} l_i \frac{k}{k} + \frac{c}{m^2}\sum_{k+1}^{n} l_i \frac{n-k}{n-k} = \frac{ck}{m^2}\frac{\sum_{1}^{k} l_i}{k} + \frac{c(n-k)}{m^2}\frac{\sum_{k+1}^{n} l_i}{n-k},$$

но

$$\frac{ck}{m^2} = p_{\text{I}}, \quad \frac{\sum_{1}^{k} l_i}{k} = L_{\text{I}}; \quad \frac{c(n-k)}{m^2} = p_{\text{II}}, \quad \frac{\sum_{k+1}^{n} l_i}{n-k} = L_{\text{II}}.$$

Тогда

$$X_0 = \frac{p_{\text{I}} L_{\text{I}} + p_{\text{II}} L_{\text{II}}}{p_{\text{I}} + p_{\text{II}}}.$$

Нетрудно доказать, что для неравноточного ряда измерений $l_1, l_2, \ldots, l_n$ будет получена аналогичная формула

$$X_0 = \frac{p_1 l_1 + p_2 l_2 + \cdots + p_n l_n}{p_1 + p_2 + \cdots + p_n} = \frac{\sum_{1}^{n} p_i l_i}{\sum_{1}^{n} p_i}. \tag{23}$$

Рассмотрим более подробно величины p_{I} и p_{II} в формуле (22). В общем случае величину

$$p_i = c/m_i^2 \tag{24}$$

называют весом измерения. При этом значение c является коэффициентом пропорциональности. Чем больше m_i в формуле (24), тем меньше p_i. Следовательно, величину p_i можно использовать в качестве критерия надежности результата измерения. Итак, *вес измерения — это степень надежности измерения, выраженная числом.*

Рассмотрим вопросы оценки точности. Если вес результата одного из измерений принять равным единице, то $1 = c/m^2$ и $m = \sqrt{c}$. Такую величину m называют *погрешностью единицы веса* и обозначают через μ. Тогда общее выражение для определения веса примет вид

$$p_i = \mu^2/m_i^2.$$

Для определения погрешности единицы веса теоретическим путем получена формула

$$\mu = \sqrt{\frac{\sum_1^n p_i v_i^2}{n-1}},$$

где v_i — отклонение от общей арифметической средины.

Доказано, что вес среднего арифметического P равен сумме весов всех измерений, т. е. $P = \sum_1^n p_i$, тогда

$$M = \frac{\mu}{\sqrt{P}} = \frac{\mu}{\sqrt{\sum_1^n p_i}}.$$

Используя формулы (11)—(13) можно оценить точность результатов измерений и среднего арифметического.

Глава 4
ИЗМЕРЕНИЯ УГЛОВ

§ 17. Измерение углов на местности

Измерения углов выполняют для определения взаимного положения точек в пространстве. Пусть на местности имеем вершину угла точку O и точки A и B, образующие угол AOB (рис. 19). На сторонах OA и OB построим вертикальные плоскости N и P, а через вершину угла O проведем горизонтальную плоскость Q.

Для определения положения точек в плановом отношении измеряют горизонтальный угол. *Горизонтальным называют двухгранный угол между отвесными плоскостями, проходящими через его стороны.* Он определяется углом β между проекциями сторон OA и OB на горизонтальную плоскость Q, т. е. углом $A'OB'$. Горизонтальный угол отсчитывают по ходу часовой стрелки от 0 до 360°.

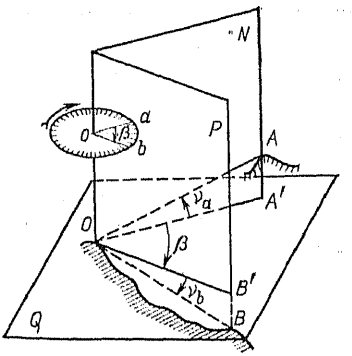


Рис. 19. Схема измерения углов на местности

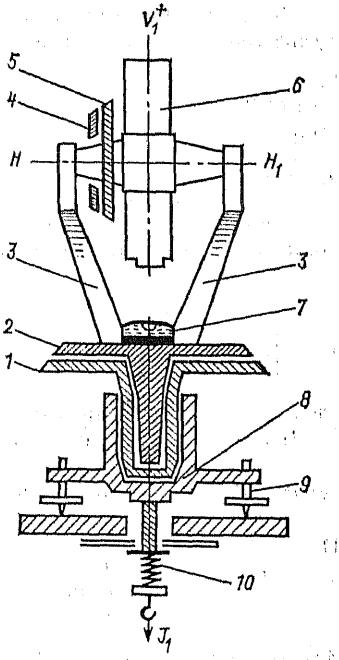


Рис. 20. Схема теодолита

Для определения высот точек и превышений между ними измеряют вертикальные углы (углы наклона). *Вертикальным называют угол между стороной угла и ее проекцией на горизонтальную плоскость.* На рис. 19 вертикальный угол ν_a образован сторонами *OA* и *OA'*. Вертикальные углы отсчитываются от проекции к стороне. Если сторона угла расположена выше проекции, то угол называют положительным, если ниже — отрицательным. На рис. 19 вертикальный угол *BOB'* (ν_b) отрицателен. Вертикальные углы могут принимать значение в пределах от —90 до +90°.

Для измерения горизонтального угла над его вершиной располагают градуированный круг (лимб). Центр круга совмещают с отвесной линией, проходящей через вершину угла *O*, а сам круг размещают в горизонтальной плоскости. Тогда угол β между радиусами *oa* и *ob* — сечениями круга вертикальными плоскостями *N* и *P* — будет равен горизонтальному углу между направлениями местности *OA* и *OB*. Если деления на круге подписаны по ходу часовой стрелки, а отсчеты по градуированной окружности обозначить через *a* и *b*, то $\beta = b - a$.

Описанный принцип измерения углов на местности реализуется в угломерном приборе, называемом *теодолитом.*

Теодолит (рис. 20) имеет металлический или стеклянный круг, называемый лимбом *1*, по скошенному краю которого нанесены деления от 0 до 360°. Счет делений идет по ходу часовой стрелки. Центр лимба устанавливается на отвесной линии, проходящей через вершину *О* (см. рис. 19) измеряемого угла. На плоскость лимба проектируются стороны *ОА* и *ОВ* измеряемого угла. При измерении угла лимб неподвижен и горизонтален.

Над лимбом помещена вращающаяся вокруг отвесной линии верхняя часть теодолита, состоящая из алидады *2* и зрительной трубы *6*. При вращении зрительной трубы вокруг горизонтально устанавливаемой на колонках *3* оси HH_1, образуется вертикальная плоскость, называемая *коллимационной.* Оси лимба и алидады совпадают, причем ось II_1 вращения алидады называют *основной* или *вертикальной осью прибора.* На алидаде есть индекс, позволяющий брать отсчет по шкале лимба. Для повышения точности отсчета имеется специальное отсчетное устройство. Для предохранения от повреждений алидада защищена металлическим кожухом.

Основная ось теодолита устанавливается в отвесное положение по цилиндрическому уровню *7* при помощи подъемных винтов *9* подставки *8* прибора. Зрительная труба может быть повернута на 180° вокруг своей оси вращения HH_1 или, как говорят, «переведена через зенит». На оси вращения трубы HH_1 (горизонтальной оси прибора) укреплен вертикальный круг, лимб *5* которого наглухо скреплен со зрительной трубой, а алидада *4* неподвижна. Вертикальный круг выполнен аналогично горизонтальному и служит для измерения вертикальных углов.

Вертикальный круг может располагаться справа и слева от зрительной трубы, если смотреть со стороны окуляра. Первое положение называют «круг право» (КП), второе — «круг лево» (КЛ).

В комплект теодолита входят буссоль, штатив и отвес. Буссоль служит для измерения магнитных азимутов и румбов. Штатив представляет собой треногу с металлической головкой. Теодолит крепится к головке штатива с помощью станового винта *10*. Отвес служит для центрирования прибора над точкой, т. е. для установки центра лимба над вершиной измеряемого угла.

Вращающиеся части теодолита снабжены закрепительными винтами для фиксирования их в неподвижном состоянии и наводящими — для медленного и плавного вращения при наведении на цель.

Для измерения горизонтального угла при неподвижном лимбе вращением алидады последовательно наводят зрительную трубу на точки A и B местности (см. рис. 19); при этом коллимационная плоскость последовательно проходит через стороны OA и OB измеряемого угла, т. е. совмещается с плоскостями N и P. В обоих случаях с помощью отсчетного приспособления делаются отсчеты по лимбу a и b, а измеряемый угол вычисляют как разность отсчетов, т. е. $\beta = b - a$.

§ 18. Основные части теодолита

Зрительная труба

В современных геодезических приборах применяют зрительные трубы с внутренней фокусировкой (рис. 21, *а*). Оптическая схема такой трубы с ходом лучей в ней показана на рис. 21, *б*.

При выполнении работ трубу обычно наводят (визируют) на предметы, значительно удаленные от прибора, поэтому предмет AB всегда находится вне фокусного расстояния O_1F объектива, а изображение A_2B_2 предмета, полученное через объектив *1* (см. рис. 20, *а*), будет действительным и обратным. Чтобы увеличить это изображение, в трубу вводят окуляр *5*.

Окуляр устанавливается таким образом, чтобы расстояние cO_2 было меньше фокусного расстояния O_2F_1. В таком случае изображение A_3B_3 получится мнимым и увеличенным. Между объективом и окуляром ставится плосковогнутая линза *2* (см. рис. 21, *а*), перемещаемая внутри трубы с помощью кремальеры *3*. Изменение положения этой линзы меняет положение фокуса объектива, поэтому она называется фокусирующей линзой.

В окулярной части зрительной трубы, в том месте, где получается действительное изображение предмета A_2B_2, помещается диафрагма, в отверстие которой вставлена стеклянная пластинка с нанесенной на ней сеткой нитей *4*.

Зрительная труба имеет две оси: визирную и оптическую. Прямую, соединяющую оптический центр объектива с центром сетки нитей, называют *визирной осью трубы*.

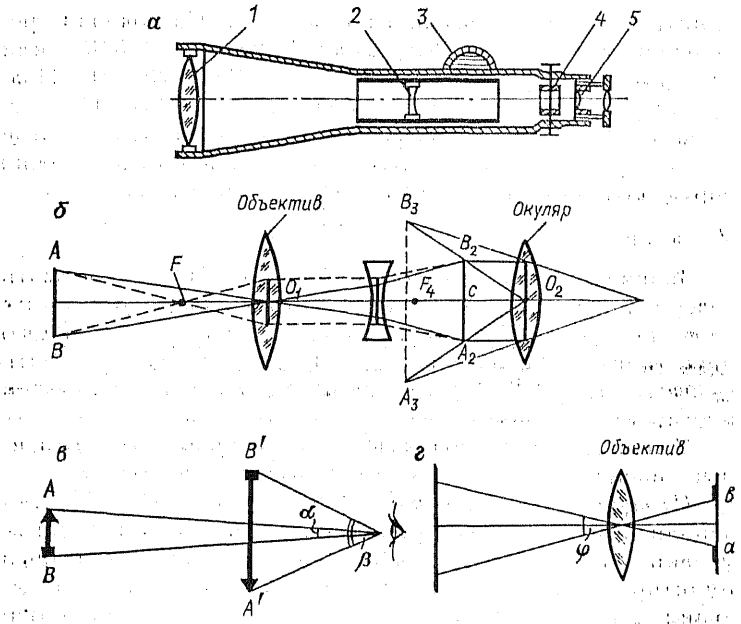


Рис. 21. Зрительная труба с внутренним фокусированием:
а — устройство; *б* — ход лучей; *в* — увеличение; *г* — поле зрения

Прямую, соединяющую оптические центры объектива и окуляра, называют *оптической осью трубы*.

Установка зрительной трубы для наблюдения. Перед наведением трубы на предмет окуляр должен быть установлен «по глазу», а изображение предмета совмещено с плоскостью сетки нитей. Для установки окуляра «по глазу» трубу наводят на светлый фон и передвигают окулярную трубочку до тех пор, пока нити сетки не будут четко видны.

Совмещение изображения предмета с плоскостью сетки нитей, т. е. фокусировка производится перемещением фокусирующей линзы в трубе при помощи кремальеры; при этом добиваются такого положения, чтобы изображение предмета получилось резким. Если изображение предмета не совпадает с плоскостью сетки нитей, то при перемещении глаза относительно окуляра точка пересечения нитей сетки будет проектироваться на разные точки изображения предмета. Такое явление называется *параллаксом*. Параллакс сетки нитей устраняется небольшим поворотом кремальеры.

Увеличение трубы. Увеличением трубы v называется отношение угла β, под которым изображение предмета $A'B'$ видно в трубу, к углу α, под которым предмет AB виден невооруженным глазом (рис. 21, *в*), т. е. $v = \beta/\alpha$.

Практически, увеличение трубы принимается равным отношению фокусного расстояния объектива к фокусному расстоянию окуляра

$$v = f_{об}/f_{ок}.$$

Трубы геодезических приборов имеют увеличение от 15 до 50$^{\times}$.

Поле зрения трубы. Пространство, видимое в трубу при неподвижном ее положении, называется полем зрения. Его определяют углом зрения φ (рис. 21, *г*), вершина которого находится в оптическом центре объектива, а стороны опираются на диаметр ab сеточной диафрагмы. Величина поля зрения определяется по формуле

$$\varphi = 38{,}2°/v, \qquad (25)$$

где v — увеличение трубы.

Из (25) следует, что чем больше увеличение трубы, тем меньше ее поле зрения.

В геодезических приборах поле зрения трубы обычно колеблется в пределах от 30′ до 2°.

Точность визирования зрительной трубой. Разрешающая способность глаза человека (предельно малый угол, при котором две точки еще воспринимаются раздельно) примерно равна одной минуте дуги. Поэтому погрешность визирования невооруженным глазом принимается равной 60″.

При рассматривании изображения предмета в зрительную трубу погрешность визирования уменьшается обратно пропорционально увеличению трубы v и равна

$$m_v = 60''/v. \qquad (26)$$

Уровни

В геодезических приборах применяются уровни двух типов: цилиндрические и круглые.

Цилиндрический уровень (рис. 22, *а*) представляет собой стеклянную трубку (ампулу) *1*, внутренняя поверхность которой отшлифована по дуге определенного радиуса. Радиус кривизны в зависимости от назначения уровня бывает от 3,5 до 200 м. Стеклянная

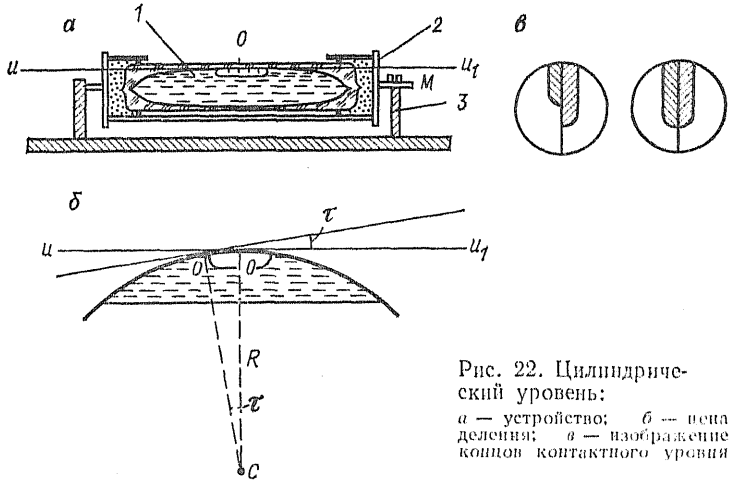


Рис. 22. Цилиндрический уровень:
а — устройство; *б* — цена деления; *в* — изображение концов контактного уровня

трубка заполняется нагретым до +60 °С спиртом или эфиром и запаивается. После охлаждения жидкость сжимается, и в трубке образуется небольшое пространство, заполненное парами спирта или эфира, которое называют пузырьком уровня. Трубка помещается в металлическую оправу *2*. Для регулирования уровень снабжен исправительным винтом *3*. На наружной поверхности трубки через 2 мм нанесены штрихи. Точка *О* в средней части ампулы называется *нуль-пунктом уровня*. Прямая uu_1, касательная к внутренней поверхности уровня в его нуль-пункте, называется *осью уровня*.

Пузырек уровня всегда стремится занять наивысшее положение, поэтому когда концы пузырька расположены симметрично относительно нуль-пункта, ось уровня занимает горизонтальное положение. Этим свойством пользуются для приведения отдельных частей прибора в горизонтальное положение. Уровни различаются в зависимости от цены деления, чувствительности и конструкции.

Ценой деления уровня τ (рис. 22, *б*) называют угол, на который наклонится ось уровня, если пузырек сместится на одно деление, т. е.

$$\tau = l\rho/R.$$

Линейная величина одного деления данного уровня l постоянна, поэтому его цена зависит от радиуса R дуги внутренней поверхности трубки. Чем больше радиус, тем

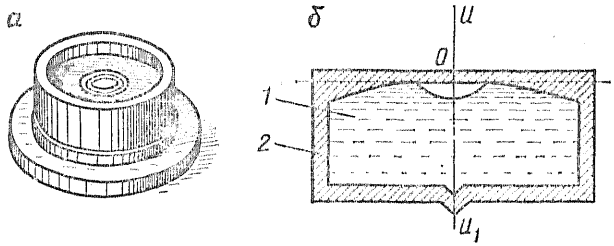


Рис. 23. Круглый уровень:
а — общий вид; *б* — устройство

цена деления уровня меньше и тем уровень чувствительнее, и наоборот. Под *чувствительностью уровня* η понимают линейное перемещение пузырька, соответствующее единице угла наклона оси уровня, т. е.

$$\eta = c\frac{dl}{di},$$

где di — изменение угла наклона оси уровня; dl — перемещение пузырька, соответствующее di, c — коэффициент пропорциональности, зависящий от выбора единиц измерения.

Минимальный угол наклона оси уровня, при котором перемещение пузырька можно заметить невооруженным глазом, называется *порогом чувствительности*. В качестве наименьшего принимают перемещение в 0,1 деление, т. е. 0,2 мм. Чувствительность уровня должна соответствовать точности прибора. В технических теодолитах цена деления уровней колеблется в пределах 45—60″.

Для более точной установки пузырька в нуль-пункт, а также для большего удобства в работе применяются *контактные уровни* (рис. 22, *в*). В них над уровнем устанавливается система призм, через которую изображение концов пузырька передается в поле зрения глаза наблюдателя. При перемещении пузырька к нуль-пункту изображения его концов движутся навстречу друг другу. Когда пузырек уровня будет находиться в нуль-пункте, изображения его концов совместятся (см. рис. 21, *в*). Точность установки пузырька в нуль-пункт в контактном уровне в 5—6 раз выше, чем у обычных уровней.

К р у г л ы й у р о в е н ь (рис. 23, *а*) представляет собой стеклянную ампулу *1* (рис. 22, *б*) с отшлифованной внутренней сферической поверхностью определенного радиуса. Ампула помещена в металлическую оправу *2*.

За нуль-пункт *О* круглого уровня принимается центр окружности, выгравированной в середине верхней поверхности ампулы. *Осью круглого уровня* (рис. 23, *б*) является нормаль $ш_1$, проходящая через нуль-пункт *О* перпендикулярно к плоскости, касательной внутренней поверхности уровня в его нуль-пункте. Круглый уровень имеет, как правило, небольшую чувствительность (цена деления порядка 3—5′) и применяется там, где не требуется большой точности, а также для предварительной установки прибора.

Отсчетные устройства

Отсчетные устройства служат для оценки долей делений лимба. В качестве отсчетных устройств используются штриховые и шкаловые микроскопы, микроскопы-микрометры и оптические микрометры.

Современные теодолиты имеют прозрачные лимбы, что позволяет применять оптические отсчетные устройства (рис. 24, *а*). Луч света, отражаясь от зеркала подсветки *8*, проходит через лимб вертикального круга *6* и попадает на призму *2*. Посеребренная поверхность отражает луч и направляет его на лимб горизонтального круга *1*. После двухкратного отражения в призме *9* он проходит через призмы *7* и *3* и попадает на плоско-параллельную пластину *4*. Изображение штрихов лимба горизонтального круга на пластине рассматривают через окуляр *5* отсчетного микроскопа.

На рис. 24, *б 1* показано поле зрения *штрихового микроскопа* с изображением штриха и лимба с ценой деления в 10′. Оценивая десятые доли деления лимба на глаз, можно сделать отсчет по штриху микроскопа с точностью до 1′. На рисунке отсчет 39° 23′.

Большую точность отсчета дают *шкаловые микроскопы*. На рис. 24, *б 2* представлено поле зрения шкалового микроскопа с ценой деления лимба в 1°. Длина шкалы, нарезанной на стекле, равна одному делению лимба. Шкала разделена на 60 делений, следовательно, цена одного деления равна 1′, оценивая десятые доли деления шкалы на глаз, можно взять отсчет по шкале с точностью 0,1′. На рисунке отсчет 95° 54,3′.

В высокоточных теодолитах в качестве отсчетных устройств применяют *оптические микрометры* с подвижными клиньями. На рис. 24, *б 3* показано поле зрения такого микрометра. В поле зрения видно изображение

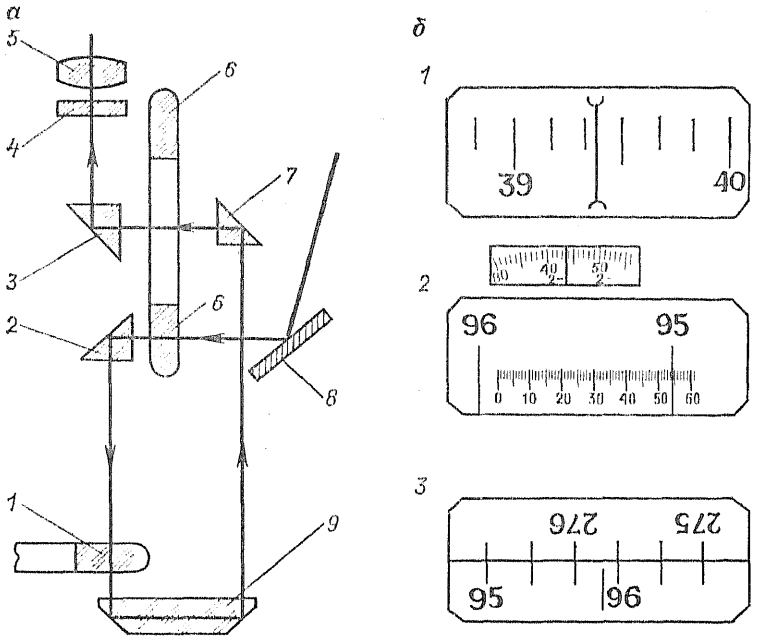


Рис. 24. Отсчетное устройство теодолита:
а — оптическая схема; *б* — поле зрения: *1* — штрихового микроскопа, *2* — шкалового микроскопа, *3* — оптического микрометра

диаметрально противоположных штрихов лимба с ценой деления 20′, в нижней части — отсчетный диск с ценой деления 1″. Оценивая десятые доли шкалы диска на глаз, можно взять отсчет с точностью 0,1″. Шкала диска разделена на 10′, что соответствует половине цены одного деления лимба.

Правило отсчитывания. При отсчете совмещают изображения видимых в поле зрения нижних и верхних штрихов лимба и находят одноименные, отличающиеся на 180°, диаметрально противоположные штрихи градусов, например (см. рис. 24, *б 3*) 95° и 275°. Число делений между этими штрихами (в нашем случае 5), умноженное на 10′, дает количество десятков минут (50′). Дальнейший отсчет минут, секунд и их десятых долей производят по отсчетному диску (2′ 43,5″). Полный отсчет будет 95° 52′ 43,5″.

Приспособления для центрирования

Установку центра лимба теодолита над вершиной измеряемого угла (центрирование) осуществляют при помощи отвесов или оптических центриров.

Простейшим приспособлением для центрирования является *нитяный отвес*. Он состоит из гибкой нити (шнура), на конце которой закреплен груз (рис. 25, *а*). При центрировании нить отвеса прикрепляют к дужке станового винта и перемещением подставки теодолита по головке штатива добиваются того, чтобы заостренный конец груза установился над вершиной угла *О*. Под влиянием ветра нить отвеса отклоняется от вертикального положения. Иногда это вызывает погрешности, которые превышают 1—2 см. В безветренную погоду теодолит центрируют при помощи нитяного отвеса с погрешностью порядка 0,5 см.

Для повышения точности и исключения влияния ветра используют так называемый *механический центрир* (рис. 25, *б*). Он представляет собой раздвижную (телескопическую) трубку *3* с круглым уровнем *1*. Нижний конец трубки заострен, а верхний соединяется со становым винтом *2* теодолита. При центрировании заостренный конец трубки совмещают с вершиной угла *О*, а подставку теодолита вместе со становым винтом перемещают на головке штатива до тех пор, пока пузырек круглого уровня на центрире не установится в нуль-пункт. Средняя квадратическая погрешность центрирования составляет величину порядка 1—2 см.

Оптический центрир изготавливается как часть теодолита, встроенная в алидаду горизонтального круга. Цен-

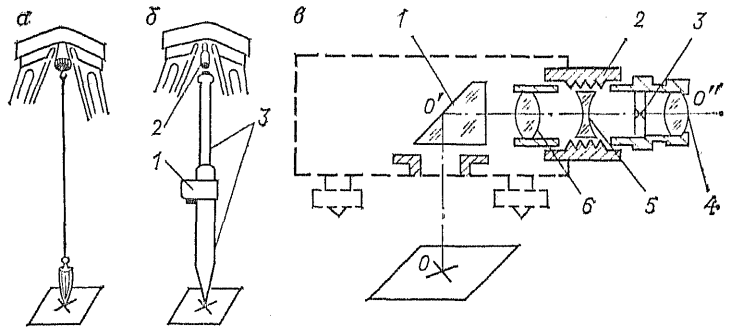


Рис. 25. Приспособления для центрирования:
а — нитяный отвес; *б* — механический центрир; *в* — оптический центрир

трир (рис. 25, *в*) имеет окуляр *4*, прозрачную пластинку *3* с нанесенной на нее сеткой нитей, фокусирующую линзу *5* с кремальерой *2*, объектив *6* и призму *1*, поворачивающую луч на 90° и направляющую его вниз. При центрировании алидаду теодолита при помощи цилиндрического уровня приводят в горизонтальное положение. При этом визирная ось центрира $O'O''$ занимает горизонтальное положение, а луч $O'O$ располагается строго отвесно. В поле зрения центрира видны изображения вершины угла точки O и креста нитей. Передвигая подставку теодолита по головке штатива, добиваются совмещения креста сетки с изображением точки O. Средняя квадратическая погрешность центрирования оптическими центрирами оценивается величиной порядка 0,5 мм.

§ 19. Типы теодолитов

Теодолиты различаются по точности измерения углов и конструктивным особенностям. Согласно ГОСТ 10529—86, теодолиты подразделяются по точности в соответствии со средней квадратической погрешностью измерения угла одним приемом в лабораторных условиях (табл. 3). Шифр теодолита содержит заглавную букву Т и цифры, соответствующие величине средней квадратической погрешности измерения угла. Например, шифр теодолита, позволяющего измерять угол одним приемом с инструментальной погрешностью $30''$, записывается как Т30. ГОСТом предусмотрено изготовление теодолитов со следующими цифрами: высокоточного — Т1, точных — Т2, Т5, технических — Т15, Т30, учебного — Т60.

По назначению различают теодолиты маркшейдерские, проектировочные, кодовые, специальные и универсальные.

Теодолит, имеющий вертикальный круг, устройство для измерения расстояний (дальномер), совместное вращение лимба с алидадой и гнездо для закрепления буссоли, называется *теодолитом-тахеометром*. Некоторые типы теодолитов имеют накладной уровень, устанавливаемый на ось вращения трубы для более точного приведения ее в горизонтальное положение. Рассмотрим некоторые типы теодолитов.

Высокоточный теодолит Т1 предназначен для измерения углов при развитии государственных геодезических сетей, построении специальных геодезических сетей, как основы для точных разбивочных работ,

Таблица 3. **Технические характеристики теодолитов**

Параметр	Тип теодолита					
	Т1	Т2	Т5	Т15	Т30	Т60
Средняя квадратическая погрешность измерения угла одним приемом, угл. с:						
горизонтального	1	2	5	15	30	60
вертикального	1,5	3	12	25	45	—
Увеличение зрительной трубы, крат	30—40	25	25	25	18	15
Угол поля зрения, угл. градус	1	1,5	1,5	1,5	2	2
Наименьшее расстояние визирования, м	5	2	2	1,5	1,2	1
Коэффициент дальномера	—	100	100	100	100	100
Масса, кг:						
теодолита	11	5	4,5	3,5	2,5	2
комплекта в упаковке	16	9	8,5	6,6	3,5	3,5
Цена деления уровня, угл. с на 2 мм:						
при алидаде горизонтального круга	10	10	30	45	45	60
при алидаде вертикального круга	10	15	15	—	—	—

и изучении деформаций сооружений, а также при установке и монтаже оборудования угловыми методами.

В этом теодолите используется астрономическая зрительная труба с внутренней фокусировкой. Для повышения точности визирования имеется оптический окулярный микрометр. Отсчетное устройство — оптический микрометр. Изображения диаметрально противоположных штрихов горизонтального и вертикального лимбов передаются независимыми оптическими системами в отсчетный микроскоп, окуляр которого расположен рядом с окуляром зрительной трубы. Втулка вертикальной оси полая, снабжена разгрузочным устройством с целью предохранения системы при транспортировке прибора. В подставку вмонтирован механический центрир. Теодолит имеет специальную каретку для установки поверительной трубы.

Точные теодолиты Т2, Т5 предназначены для измерения горизонтальных и вертикальных углов в триангуляции и полигонометрии 3 и 4 классов, а также аналитических сетях 1 и 2 разрядов: они могут быть использованы также при строительстве сооружений, изуче-

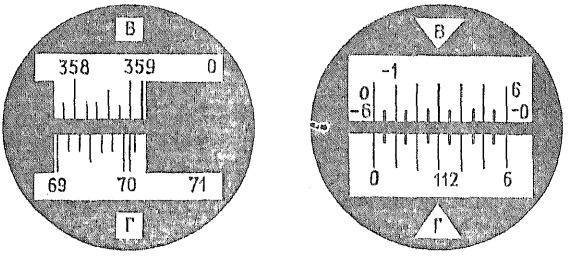


Рис. 26. Поле зрения отсчетного микроскопа:
а — теодолита Т30; *б* — теодолита 2Т30

нии их деформаций, монтаже машин и заводского оборудования. Теодолит Т2 имеет апохроматическую зрительную трубу, контактный уровень при алидаде вертикального круга, оптический центрир. Отсчетным устройством является двусторонний оптический микрометр.

Теодолит Т5 снабжен накладным уровнем с ценой деления 10″, что позволяет применять его для технического нивелирования и нивелирования IV класса. В качестве отсчетного устройства применяется шкаловой микроскоп. ГОСТом предусматривается выпуск теодолита модели Т5К с компенсатором, т. е. автоматическим устройством, заменяющим уровень. Наличие компенсатора ускоряет процесс измерения вертикальных углов, так как отпадает необходимость приведения пузырька уровня на середину перед каждым отсчетом. Компенсатор работает при наклоне прибора не менее чем на 2′. Длительность затухания колебаний компенсатора после наведения трубы на предмет не превышает 2 с, что практически не вызывает задержек при выполнении измерений.

Технические теодолиты Т15 и Т30 применяются для проложения теодолитных и тахеометрических ходов, выполнения плановых и высотных съемок, при рекогносцировочных и изыскательских работах. В теодолите Т15 в качестве отсчетного устройства применяется шкаловой, а в Т30 — штриховой микроскопы (рис. 26, *а*).

Теодолит Т30 имеет зрительную трубу с двумя визирами, повторительную систему вертикальных осей с полой осью алидады, позволяющей использовать зрительную трубу для центрирования прибора над точкой. Цилиндрический уровень на алидаде горизонтального круга установлен параллельно коллимационной плоскости зри-

тельной трубы. Подставка прикреплена к днищу футляра, что позволяет закрывать теодолит футляром, не снимая его со штатива.

В настоящее время промышленность перешла на выпуск теодолита 2Т30, являющегося модификацией Т30. В нем увеличение зрительной трубы 20×, цена деления уровня при алидаде горизонтального круга 45″, вес прибора уменьшен на 0,2 кг. В отсчетном устройстве использован шкаловый микроскоп с ценой деления 5′ (рис. 26, *б*). В строительном производстве находят применение теодолиты, изготовляемые Народным предприятием «Карл Цейсс, Йена» (ГДР).

Оптический теодолит Theo-010 используется для построения специальных опорных сетей повышенной точности, выполнения высокоточных разбивочных работ на строительной площадке, прецизионного монтажа оборудования и наблюдений за деформациями сооружений. Теодолит имеет зеркально-линзовую трубу с увеличением 31× и наименьшим расстоянием визирования 1,5 м. Отсчетное устройство теодолита выполнено в виде оптического микрометра с ценой деления 1″. Инструмент снабжен встроенным в алидаду оптическим центриром, имеющим увеличение 2,5× и нижний предел визирования 0,5 м.

В последнее время в строительной практике начинают применяться лазерные теодолиты. Они предназначены для задания направлений и створов, установки конструкций в проектное положение, трассировки дорог и коммуникаций.

§ 20. Поверки и юстировки теодолита

При изготовлении и сборке теодолита положение отдельных деталей и частей прибора отличается от идеальной теоретической схемы, что приводит к появлению так называемых инструментальных погрешностей измерения углов. Инструментальные погрешности разделяются на две группы.

Инструментальные погрешности, обусловленные неточностью изготовления и сборки приборов и их частей. К ним относятся погрешности нанесения штрихов на лимбе, отклонение формы внутренней поверхности ампулы уровня от сферической, недостаточное качество изготовления опти-

ки зрительной трубы, несовпадение центров лимба и алидады (эксцентриситет алидады), отклонение действительной точности отсчетных приспособлений от точности, заданной конструктивно, плохая работа зажимных и наводящих винтов и т. п.

Инструментальные погрешности этого рода, как правило, не могут быть устранены в теодолите в процессе его эксплуатации. Они должны быть определены, и в зависимости от степени их влияния должен решаться вопрос о пригодности прибора в целом. Исправление их производится, как правило, на заводах или в специальных мастерских. Определение величины инструментальных погрешностей указанного характера и постоянных прибора называется *исследованием прибора*. Влияние некоторых источников таких погрешностей может быть в значительной степени ослаблено или исключено применением соответствующих методов работы с приборами (например, влияние эксцентриситета алидады исключается средним из отсчетов по двум диаметрально расположенным отсчетным приспособлениям).

В приборах малой точности при современном уровне их изготовления влияние этих погрешностей обычно пренебрегаемо мало.

Инструментальные погрешности, вызванные несоблюдением геометрической схемы теодолита. Эта группа погрешностей выявляется в результате специально производимых *поверок* теодолита и устраняется путем его последующей *юстировки* или *регулировки*. Остаточное влияние этих погрешностей исключается надлежаще установленным методом работы с прибором. Производство измерений без предварительного выполнения поверок и юстировки недопустимо.

Основные геометрические условия, которые должны быть соблюдены в теодолите, обусловлены принципиальной схемой измерения горизонтального угла и заключается в следующем: вертикальная ось инструмента должна быть отвесна; плоскость лимба должна быть горизонтальна; визирная плоскость должна быть вертикальна.

Для соблюдения этих условий выполняют следующие поверки теодолита.

1. *Ось цилиндрического уровня при алидаде горизонтального круга должна быть перпендикулярна к вертикальной оси прибора.*

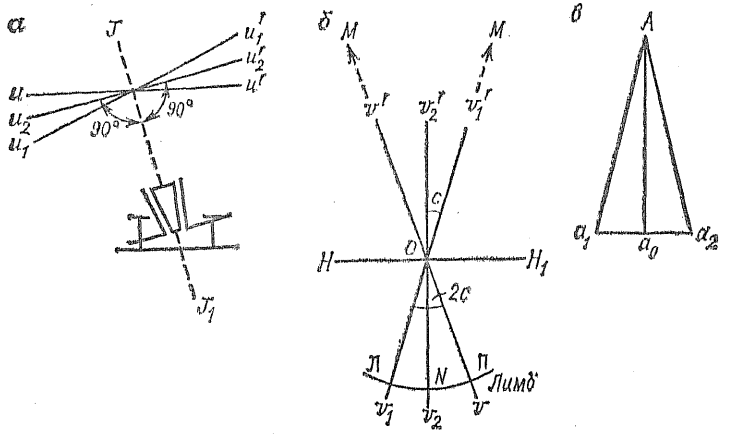


Рис. 27. Схемы поверок:
а — уровня, *б* — визирной оси, *в* — горизонтальной оси

Предположим, что ось цилиндрического уровня $ии'$ неперпендикулярна к вертикальной оси инструмента II_1 (рис. 27, *а*).

Повернем алидаду на 180° вокруг оси II_1; тогда ось уровня займет положение u_1u_1', т. е. отклонится от правильного положения u_2u_2' на тот же угол, но в противоположную сторону. Изменение наклона оси уровня, которое может быть выражено разностью отсчетов по уровню при двух его положениях, даст удвоенное значение угла между правильным положением уровня u_2u_2' и неправильным $ии'$ (или u_1u_1'). Следовательно, для устранения рассматриваемой неперпендикулярности ось уровня относительно оси II_1 следует изменить (наклонить) на половину угла, соответствующего упомянутой разности отсчетов по уровню.

Практически поступают так: устанавливают уровень параллельно двум подъемным винтам и посредством их вращения пузырек приводят на середину ампулы. Поворачивают алидаду (при закрепленном лимбе), а вместе с ней и поверяемый уровень на 180°; пузырек уровня должен оставаться в центре ампулы. Если он отойдет от середины, то положение оси уровня следует исправить. Для этого исправительными винтами уровня перемещают пузырек к нуль-пункту на половину отклонения его от середины ампулы. На вторую половину отклонения пузырек уровня перемещают при помощи подъемных вин-

тов, по направлению которых он стоит. Эти действия повторяют до тех пор, пока не будет выполнено поверяемое условие.

В отвесное положение вертикальную ось теодолита приводят следующим образом. Устанавливают уровень по направлению двух подъемных винтов, и пузырек приводят на середину ампулы. Алидаду поворачивают на 90°, и пузырек снова приводят на середину третьим подъемным винтом. Такие действия повторяют до тех пор, пока пузырек будет уходить от середины не более чем на одно деление.

2. *Визирная ось трубы должна быть перпендикулярна к горизонтальной оси теодолита.*

Угол отклонения визирной оси v_1v_1 трубы от перпендикуляра к горизонтальной оси HH_1 прибора называется *коллимационной погрешностью* c (рис. 27, *б*).

Для проверки данного условия выбирают удаленную, находящуюся на горизонте ясно видимую точку M, визируют на нее, например при положении КП, и делают отсчет по лимбу П. Затем переводят трубу через зенит, визируют на точку M при положении КЛ и снова берут отсчет по лимбу Л. При отсутствии коллимационной погрешности

$$Л - П \pm 180^\circ = 0.$$

Если коллимационная погрешность имеет место, то при первом наведении трубы (КП) визирная ось займет положение vv_1', а правильный N отсчет по лимбу будет

$$N = П + c. \qquad (27)$$

При втором наведении (КЛ) визирная ось займет положение v_1v_1', а правильный отсчет по лимбу составит

$$N = Л - c \pm 180^\circ. \qquad (28)$$

Сравнивая (27) с (28), видим, что коллимационная погрешность влияет на отсчеты по лимбу с разными знаками, следовательно,

$$N = (П + Л \pm 180^\circ)/2,$$

т. е. среднее из отсчетов свободно от влияния коллимационной погрешности.

Для определения коллимационной погрешности вычтем (27) из (28):

$$Л - П \pm 180^\circ - 2c = 0 \text{ или } Л - П \pm 180^\circ = 2c,$$

отсюда

$$c = (Л - П \pm 180°)/2.$$

Для исключения влияния коллимационной погрешности устанавливают на лимбе средний отсчет N. Центр сетки нитей при этом сойдет с точки M. Действуя исправительными винтами сетки, передвигают ее до совмещения центра сетки нитей с изображением точки M. Эта поверка повторяется несколько раз до тех пор, пока коллимационная погрешность не будет превышать двойной точности отсчетного устройства теодолита.

3. *Горизонтальная ось вращения трубы должна быть перпендикулярна к вертикальной оси прибора.*

Установив теодолит в 30—40 м от стены какого-либо здания, и приведя лимб в горизонтальное положение, центр сетки нитей наводят на некоторую высоко расположенную точку A стены (рис. 27, *в*). При закрепленной алидаде наклоняют трубу примерно до горизонтального положения ее визирной оси и отмечают карандашом на стене точку a_1, в которую проектируется центр сетки нитей. Переводят трубу через зенит, открепляют алидаду и при втором положении трубы снова наводят центр сетки нитей на точку A и далее аналогично отмечают точку a_2. При совпадении точек a_1 и a_2 условие выполнено. В противном случае ось вращения трубы неперпендикулярна к основной оси прибора. Эта погрешность вызывается неравенством колонок, на которых располагается труба. Среднее из отсчетов по лимбу, взятых после наведения на точку A при двух положениях трубы (КП и КЛ), свободно от влияния данной погрешности. В современных конструкциях приборов подставки трубы не имеют исправительных винтов, поэтому погрешность может быть устранена только в заводских условиях или в мастерской. При наличии исправительных винтов при подставках погрешность устраняется с помощью этих винтов.

4. *Одна из нитей сетки должна быть параллельна, другая перпендикулярна к вертикальной оси теодолита.*

После выполнения описанных выше поверок и юстировки наводят центр сетки нитей на какую-нибудь точку и медленно поворачивают алидаду вокруг вертикальной оси, наблюдая за положением точки. Если при перемещении алидады изображение точки не будет сходить с горизонтальной нити, то условие выполнено. В противном случае производится исправление положения сетки

нитей путем ее поворота. После выполнения этой поверки необходимо повторить поверку перпендикулярности визирной оси к горизонтальной оси теодолита.

§ 21. Систематические погрешности измерения горизонтальных углов

Влияние наклона вертикальной оси теодолита

Примем, что взаимное расположение осей теодолита и уровня правильно, но в результате неправильной установки прибора его вертикальная ось отклоняется от отвесной линии на некоторый угол ν; как следствие этого, оказываются в наклонном положении все части прибора, в том числе и горизонтальная ось. Если наклон ее обозначить через q, то ошибка y в измеряемом направлении выразится формулой $y = q \operatorname{tg} \nu$. При обоих положениях вертикального круга направление наклона оси не изменится, если влияние будет с одним знаком и, в среднем, из отсчетов при КП и КЛ не исключится. Для разных направлений с данного пункта погрешность за наклон оси вращения теодолита будет различной: для линии визирования в направлении наклона оси она будет равна нулю, а в направлении перпендикулярном будет иметь максимальное значение; для других направлений погрешности будут иметь промежуточные значения.

В общем случае

$$N_a = П_a + q_a \operatorname{tg} \nu_a = Л_a + q_a \operatorname{tg} \nu_a \pm 180°;$$
$$N_c = П_c + q_c \operatorname{tg} \nu_c = Л_c + q_c \operatorname{tg} \nu_c \pm 180°;$$

и

$$N_a - N_c = П_a - П_c + q_a \operatorname{tg} \nu_a - q_c \operatorname{tg} \nu_c =$$
$$= Л_a - Л_c + q_a \operatorname{tg} \nu_a - q_c \operatorname{tg} \nu_c;$$
$$N_a - N_c = \frac{П_a + Л_a}{2} - \frac{П_c + Л_c}{2} + q_a \operatorname{tg} \nu_a - q_c \operatorname{tg} \nu_c,$$

т. е. при измерении угла при двух положениях круга влияние наклона вертикальной оси не исключается; оно зависит как от величины наклона оси q, так и от угла наклона ν линии визирования. Наибольшее значение погрешности будет при $q_a = -q_c = q_{max}$, что возможно при $N_a - N_c \approx 180°$ при наклонах теодолита в перпендикулярном к ходу направлении.

Влияние неправильных сопряжений осей прибора и его установки мало при развитии геодезических сетей,

так как малы углы наклона v между наблюдаемыми пунктами. В инженерно-геодезических работах углы наклона v и их колебания могут быть значительными. Поэтому при угловых измерениях для решения инженерно-геодезических задач к тщательности поверок и юстировки теодолитов предъявляются высокие требования. Особенно это относится к обеспечению правильной установки горизонтальной оси. При значительной величине углов наклона на визирные цели следует пользоваться теодолитами, снабженными накладными уровнями для приведения оси вращения трубы в горизонтальное положение.

Влияние центрирования теодолита и визирных целей

Перед измерением горизонтальных углов теодолит должен быть центрирован, т. е. его вертикальная ось совмещена с отвесной линией, проходящей через знак, фиксирующий в натуре вершину измеряемого угла (центр, кол, веха и т. п.).

Установим требования к точности центрирования теодолита. Предварительно получим выражение, определяющее погрешность измеряемого с пункта C на пункт M направления от несовмещения оси теодолита I с вершиной C измеряемого угла (рис. 28, *а*). Линейную величину несовпадения вертикальной оси прибора I с центром знака C обозначим через e, а угол в точке между C и наблюдаемым пунктом M по ходу часовой стрелки — через θ_M.

В результате измерений нужно получить направление CM, фактически измеряется IM; следовательно, из-за неточности центрирования, направление CM будет ошибочно на величину x (в секундах). Из треугольника CJM:

$$x = (e\rho/d) \sin \theta_M, \qquad (29)$$

где ρ — в секундах. При $\theta_M = 90^\circ$ максимальное значение будет

$$x = (e/d)\,\rho.$$

Будем рассматривать e как погрешность центрирования $m_ц$, тогда x выразит влияние этой погрешности на измеряемое направление. Наибольшее значение влияния этой погрешности на угол будет равно $m_y = 2m_ц$. На основании предшествующей формулы

$$e = (x/\rho)\, d.$$

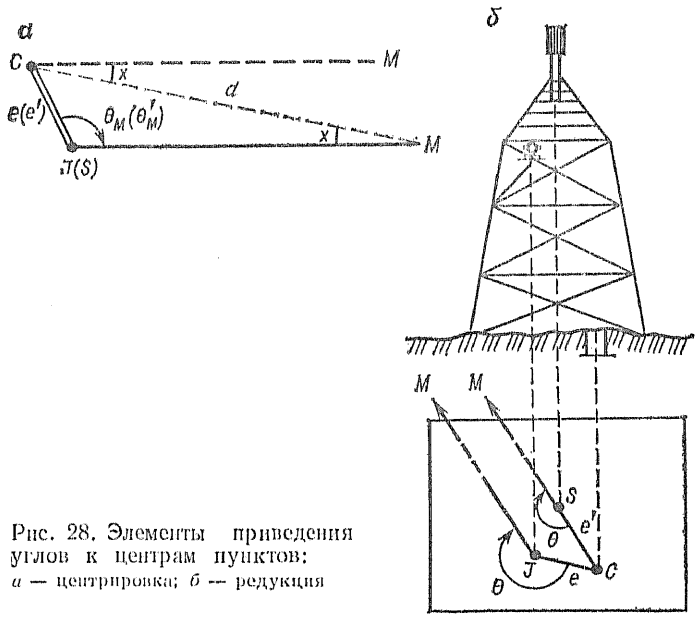


Рис. 28. Элементы приведения углов к центрам пунктов: *а* — центрировка; *б* — редукция

Если поставить условие, чтобы максимальное влияние погрешности центрирования было менее половины средней квадратической погрешности измерения угла, то допустимое значение $m_ц$ выразится, как

$$m_ц = (1/2)\cdot(1/2)\cdot(m_y/\rho)\,d,$$

где m_y и ρ в секундах. Если $m_y = 30''$ и $d = 500$ м, то $m_ц = 2$ см; если $d = 100$ м, то $m_ц = 0{,}5$ см. Для уменьшения влияния этой погрешности в полигонометрических ходах ограничивают минимальные длины сторон.

Аналогичное влияние оказывает несовпадение визирной цели с отвесной линией, проходящей через центр наблюдаемого пункта. В этом случае на рис. 28, *б* точку I обозначим через S, понимая под ней точку визирования, а e и θ'_M — через e' и θ_M. Тогда (x и ρ в секундах)

$$x = (e'\rho/d)\sin\theta'_M. \qquad (30)$$

В этом случае x следует рассматривать как погрешность направления с пункта M.

При угловых измерениях на пунктах государственной геодезической сети, как правило, не добиваются тщательного центрирования прибора и визирной цели над цен-

тром пункта, а производят определение величин e, θ и e', θ' и вводят в результаты измерения поправки.

Поправка за внецентренное положение прибора называется *поправкой за центрировку* и обозначается через c; она вычисляется по формуле (29).

Поправка за внецентренное положение визирной цели называется *поправкой за редукцию* и обозначается через r; она вычисляется по формуле (30).

Введение указанных поправок называется *приведение наблюдений к центрам знаков*. Величины e, θ и e', θ' называются *элементами центрировки и редукции*.

При высокоточных угловых измерениях в строительстве допускаемые погрешности центрирования иногда характеризуются сотыми долями миллиметра; в этом случае обеспечивают принудительное центрирование с использованием дополнительных приспособлений.

Влияние эксцентриситета алидады

В теодолите ось вращения алидады (вертикальная ось) должна совпадать с центром кольца делений лимба. При изготовлении приборов это условие выполняется с некоторой погрешностью, что вызывает искажение отсчетов по лимбу. Несовпадение центра алидады с центром кольца делений лимба называется *эксцентриситетом алидады*.

Пусть на рис. 29, *а* центр лимба — C, центр алидады — C', M и N — отсчеты по диаметрально противоположным отсчетным устройствам, когда оси лимба и алидады совпадают (разность отсчетов равна 180°). Если центры лимба и алидады не совпадают, то в этом случае отсчеты M и N будут ошибочны на некоторую величину x. Из рисунка

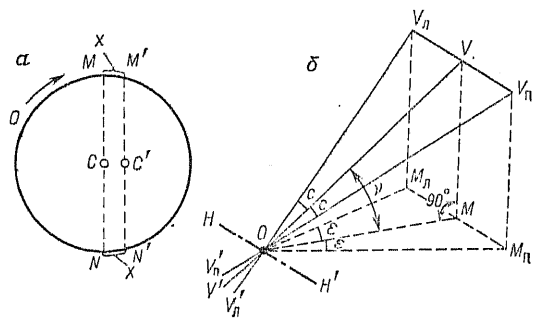


Рис. 29. Схемы влияния:
а — эксцентриситета алидады; *б* — коллимационной погрешности

видно, что правильные отсчеты будут $M = M' - x$, $N = N' + x$; откуда $(M + N)/2 = (M' + N')/2$. Следовательно, среднее из отсчетов по двум диаметрально противоположным отсчетным устройствам дает результат, свободный от влияния эксцентриситета алидады.

В теодолитах со штриховыми и шкаловыми микроскопами отсчеты производят по одному концу диаметра лимба. В этом случае измерение горизонтального угла производят дважды: один раз при круге лево, другой — при круге право. Так как при этом отсчеты берутся по диаметрально противоположным концам лимба, то среднее из полученных результатов свободно от влияния эксцентриситета алидады.

В высокоточных теодолитах отсчеты производят путем совмещения изображений диаметрально противоположных штрихов лимба, что тоже исключает влияние эксцентриситета алидады.

Влияние коллимационной погрешности

В теодолите визирная ось VV' зрительной трубы должна быть перпендикулярна к оси вращения трубы HH' (горизонтальной оси) прибора. Если это условие нарушено и имеется коллимационная погрешность c (рис. 29, *б*), то при двух положениях вертикального круга (КЛ и КП) визирная ось вместо правильного положения VV' займет соответственно положения $V_Л V'_Л$ и $V_П V'_П$. Проецируя точки $V_Л$ и $V_П$ на горизонтальную плоскость, получим влияние ε коллимационной погрешности c на отсчет по лимбу. Из прямоугольных треугольников $OVV_П$ и $OMM_П$: $VV_П = OV \operatorname{tg} c$ и $MM_П = OM \operatorname{tg} \varepsilon$. Так как $VV_П = MM_П$, то

$$\operatorname{tg} \varepsilon / \operatorname{tg} c = OV/OM.$$

Из прямоугольного треугольника $OMM_П$

$$OV/OM = 1/\cos \nu = \sec \nu.$$

Так как c и ε малые углы, то $\operatorname{tg} \varepsilon / \operatorname{tg} c \approx \varepsilon/c$. Тогда $\varepsilon = c \sec \nu$.

При небольших углах наклона ν и малом значении коллимационной погрешности c величина ε будет незначительной и практически неизменной при измерении направлений по сторонам угла. Кроме того, при измерениях

углов при положениях КЛ и КП значение погрешности ε входит в угол с разными знаками, а ее влияние на среднее значение из двух полуприемов практически исключено.

В инженерно-геодезических работах углы наклона сторон углов могут существенно различаться, а при перефокусировке величина c может изменяться. В этом случае необходимо тщательно выполнять поверку теодолита и юстировку коллимационной погрешности.

§ 22. Измерение горизонтальных углов

После выполнения поверок и юстировок теодолита приступают к измерению горизонтальных углов. Работы по измерению углов выполняют в следующем порядке: установка теодолита в рабочее положение (центрирование, приведение вертикальной оси в отвесное положение, установка трубы для визирования); измерение горизонтальных углов (направлений); обработка журнала наблюдений и контроль измерений на станции.

Для измерения горизонтальных углов наиболее часто применяют способы приемов и круговых приемов. При высокоточных угловых измерениях используют способ комбинаций.

Способ приемов. Для измерения угла BOA (рис. 30, $а$) теодолит устанавливают над вершиной угла O и, закрепив лимб, вращением алидады наводят трубу на первую точку A. Закрепив алидаду, производят отсчет a_1 по горизонтальному кругу. Далее открепляют алидаду, визируют на вторую точку B и делают отсчет a_2. Величина измеряемого угла равна $\beta = a_2 - a_1$.

Такое измерение называют *полуприемом*. Для контроля и ослабления влияний систематических погрешностей угол измеряют при втором положении вертикального круга. Два таких измерения составляют прием.

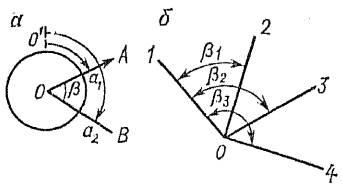


Рис. 30. Измерения горизонтальных углов способом:
$а$ — приемов; $б$ — круговых приемов

Из полученных результатов измерений в полуприемах вычисляют среднее значение измеряемого угла. В зависимости от требований к точности угол измеряют различным числом приемов с перестановкой лимба между приемами на величину $180°/n$, где n —

число приемов. Способ приемов применяется при проложении теодолитных и полигонометрических ходов, выносе проектов планировки и застройки в натуру, построении плановых сетей на строительных объектах и т. п.

Способ круговых приемов. Установив теодолит над точкой O (рис. 30, *б*) и закрепив лимб, визируют последовательно на все направления по ходу часовой стрелки и берут отсчеты a_1, a_2, a_3 и a_1. Последнее наведение делают на начальное направление, чтобы убедиться в неподвижности лимба. Далее со средним значением отсчета на начальное направление a_1 вычисляют величины основных углов

$$\beta_1 = a_2 - a_1; \quad \beta_2 = a_3 - a_1; \quad \beta_3 = a_4 - a_1; \quad \ldots$$

Во втором полуприеме переводят трубу через зенит и последовательно визируют на все направления, но в обратном порядке — против хода часовой стрелки. Два таких полуприема составляют прием. В зависимости от требуемой точности углы измеряют различным числом приемов. Все промежуточные углы вычисляются как функции основных углов. Так, угол между направлениями *2* и *3* равен $\beta_{2-3} = \beta_2 - \beta_1$.

§ 23. Точность измерения горизонтальных углов

Погрешность визирования зависит от увеличения зрительной трубы v, а средняя квадратическая погрешность m_v вычисляется по формуле (26). Для теодолита Т30 с увеличением $v = 18$ получим $m_v = 60''/18 \approx \approx 3''$.

Погрешность отсчитывания по штриховому микроскопу зависит от цены деления шкалы t и определяется из выражения $m_0 = 0{,}03t$. Для теодолита Т30, имеющего цену деления шкалы $t = 10'$, величина $m_0 = 18''$.

Погрешность за центрирование зависит от погрешности m_e установки теодолита над вершиной угла и длины d стороны. Для определения средней квадратической погрешности m_x за центрировку из одного направления воспользуемся формулой (30). В этом случае

$$m_x = (\rho/d)\, m_e.$$

Если при измерении угла длины сторон в наиболее неблагоприятном случае равны $d = 75$ м, а теодолит

центрируется над точкой нитяным отвесом со средней квадратической погрешностью $m_e = 5$ мм, то

$$m_x = \frac{206\,265}{75 \cdot 10^3} \cdot 5 \approx 14''.$$

Погрешность за редуцирование m_p аналогична погрешности за центрирование. Поэтому для тех же условий $m_p \approx m_x \approx 14''$. Вычислим среднюю квадратическую погрешность m_a определения одного направления при измерении угла. Так как эта погрешность является суммой перечисленных выше погрешностей, то

$$m_a = \sqrt{m_v^2 + m_0^2 + m_x^2 + m_p^2}.$$

Для нашего случая

$$m_a = \sqrt{3^2 + 18^2 + 14^2 + 14^2} = 27'' \approx 0{,}5'.$$

Величина m_a обычно указывается в шифре теодолита.

Так как угол вычисляется как разность двух направлений $\beta = a_2 - a_1$, то средняя квадратическая погрешность $m_{\beta_Л}$ измерения угла одним полуприемом (например, при КЛ) равна

$$m_{\beta_Л}^2 = m_{a_2}^2 + m_{a_1}^2.$$

Для осредненных условий определение разных направлений на одной станции осуществляется практически с одинаковой точностью. Приравнивая средние квадратические погрешности $m_{a_2} = m_{a_1} = m_a$, получим

$$m_{\beta_Л} = m_a \sqrt{2}.$$

За окончательный результат измерения угла принимают среднее значение $\beta = (\beta_Л + \beta_П)/2$. Поэтому средняя квадратическая погрешность m_β измерения угла одним полным приемом равна

$$m_\beta^2 = \frac{1}{4} m_{\beta_Л}^2 + \frac{1}{4} m_{\beta_П}^2.$$

Как и ранее, приравняем средние квадратические погрешности измерений углов в полуприемах $m_{\beta_Л} = m_{\beta_П} = m_a\sqrt{2}$. Тогда

$$m_\beta = m_{\beta_Л}/\sqrt{2} = m_a \sqrt{2}/\sqrt{2} = m_a.$$

В качестве *предельной погрешности* Δ_β измерения угла одним приемом принято принимать утроенную среднюю

квадратическую погрешность

$$\Delta_\beta = 3m_\beta = 3m_a. \qquad (31)$$

Для теодолита Т30 имеем $m_a = 0{,}5'$. Тогда $\Delta_\beta = 3 \cdot 0{,}5 = 1{,}5'$. Контроль правильности измерения горизонтальных углов осуществляют по величине разности значений углов в полуприемах

$$\delta = \beta_л - \beta_п.$$

В этом случае

$$m_\delta = \sqrt{m^2_{\beta_л} + m^2_{\beta_п}} = m_\beta \sqrt{2} = 2m_a.$$

Отметим, что погрешности за центрировку входят в результаты измерения углов в полуприемах равными величинами. Поэтому разность значений углов свободна от влияния погрешностей за центрировку. Действительно, если значения углов, свободных от влияний этих погрешностей, обозначить через $\beta_{л_0}$ и $\beta_{п_0}$, то

$$\delta = (\beta_{л_0} + x) - (\beta_{п_0} + x) = \beta_{л_0} - \beta_{п_0}.$$

Аналогичное явление происходит и с погрешностями за редуцирование. Поэтому в разность δ войдут только погрешности визирования и отсчета по лимбу. Следовательно, средняя квадратическая погрешность m_{a_0} определения одного направления на станции равна

$$m_{a_0} = \sqrt{m_в^2 + m_0^2} = \sqrt{3^2 + 18^2} = 18'',$$

тогда $m_\delta = 2m_{a_0} = 36''$.

Вычислим предельное расхождение Δ_δ, которое можно допустить в полуприемах при измерении горизонтальных углов:

$$\Delta_\delta = 3m_\delta = 6m_a.$$

Для теодолита Т30: $\Delta_\delta = 6m_a = 6 \cdot 18 = 108'' \approx 2'$.

Таким образом, при измерении горизонтальных углов теодолитом Т30 расхождения в значениях углов в полуприемах не должны превышать $2'$.

На типовых объектах строительства требования к точности измерения углов зависят от характеристики сооружения и вида конструкций. Сведения о необходимой точности измерения углов и об условиях, которые обеспечивают эту точность, приведены в строительных нормах и правилах СНиП 3.01.03—84.

§ 24. Измерение вертикальных углов

Измерение вертикальных углов (углов наклона ν) производится при помощи вертикального круга теодолита. Лимб вертикального круга *1* (рис. 31) жестко скреплен с осью трубы и вращается вместе с ней. Алидада *3* расположена на оси вращения трубы, но не скреплена с ней и при вращении трубы остается неподвижной. Алидада имеет два отсчетных устройства *2* и *4* и снабжена цилиндрическим уровнем *5* для приведения линии их нулей в определенное положение относительно горизонта. Приведение пузырька уровня в нуль-пункт осуществляется винтом *6* алидады вертикального круга. В теодолите Т30 уровень при алидаде вертикального круга отсутствует. В технических теодолитах вертикальный круг разделен полностью оцифровкой от 0 до 360°. Диаметр 0-180° располагается параллельно визирной оси трубы, вместе с которой он вращается. Для удобства вычисления вертикальных углов ставят условие: когда визирная ось зрительной трубы и ось уровня при алидаде горизонтальны, нулевые деления алидады должны совпадать с нулевыми делениями вертикального круга. В действительности это условие нарушается и визирная ось трубы может занимать горизонтальное положение, пузырек находится в нуль-пункте, а отсчет по вертикальному кругу не равен нулю.

Отсчет по вертикальному кругу, когда визирная ось трубы горизонтальна, а пузырек уровня при алидаде находится в нуль-пункте, называется местом нуля вертикального круга и обозначается МО.

Рассмотрим, как измеряются углы наклона (рис. 32). Зрительную трубу при КП наводят на некоторую точку *М* и после приведения пузырька уровня в нуль-пункт берут отсчет П по вертикальному кругу. Этот отсчет, как видно из рис. 32, *а*, будет больше угла наклона ν на величину МО.

Следовательно,

$$\nu = П - МО. \qquad (32)$$

Аналогичные действия выполняют при КЛ. Отсчет Л, как видно из рис. 32, *б*, также будет увеличен на величину МО. Угол в этом случае будет равен

$$\nu = 360° - Л + МО \text{ или } \nu = МО - Л. \qquad (33)$$

Рис. 31. Устройство вертикального круга

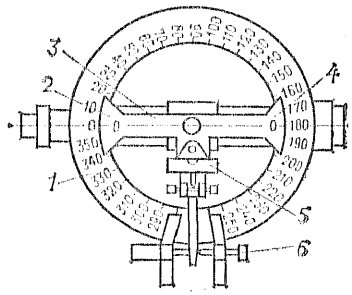
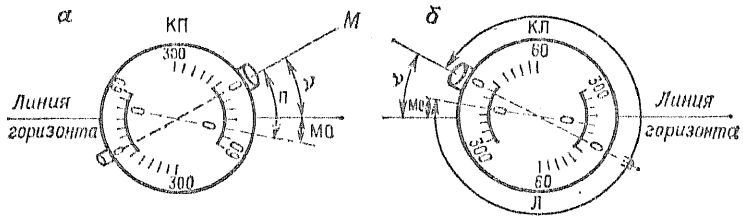


Рис. 32. Схема измерения углов наклона:
а — при круге право; *б* — при круге лево



Решив уравнения (32) и (33) относительно МО и ν, найдем

$$МО = (П + Л)/2; \quad (34)$$

$$\nu = (П - Л)/2. \quad (35)$$

При вычислениях углов наклона и МО по формулам (32)—(35) следует к малым отсчетам (от 0 до 60°) прибавлять 360°.

В теодолите Т30 деления вертикального круга подписаны против хода часовой стрелки и отсчитывание производится по одной стороне круга, поэтому для вычисления значений ν и МО следует применять формулы

$$\nu = (Л - П - 180°)/2; \quad МО = (П + Л + 180°)/2; \quad (36)$$

$$\nu = МО - П - 180°; \quad (37)$$

$$\nu = Л - МО. \quad (38)$$

При вычислениях по этим формулам к значениям П, Л и МО, меньшим 90°, следует прибавлять 360°.

В теодолите 2Т30 отсчеты по вертикальному кругу имеют знаки «+» и «—», а шкала вертикального круга снабжена двойной оцифровкой (см. рис. 26, *б*). При положительном отсчете пользуются верхними подписями 0, ..., 6, при отрицательном — нижними —6, ..., —0. Вычисление МО при этом существенно упрощается.

Порядок измерения углов наклона

При измерении углов наклона теодолитами типа Т30 устанавливают прибор в рабочее положение, зрительную трубу при КП приближенно наводят на наблюдаемую точку. Подъемным винтом подставки приводят пузырек уровня при алидаде горизонтального круга в нуль-пункт, наводящим винтом зрительной трубы совмещают горизонтальную нить с наблюдаемой точкой и берут отсчет П по вертикальному кругу. Затем переводят трубу через зенит, все действия повторяют при КЛ и получают отсчет Л. Значение места нуля вычисляют по формуле (36), а угла наклона — по формулам (37) и (38).

Правильность измерения углов наклона контролируют постоянством МО, колебания которого не должны превышать двойной точности отсчетного устройства. Правильность вычислений контролируют путем сравнения значений ν, вычисленных по формулам (37) и (38).

При измерении углов наклона теодолитом Т5К с компенсатором, заменяющим уровень при алидаде вертикального круга, отсчет берут спустя несколько секунд после наведения трубы на предмет. Никаких дополнительных действий при этом не производится.

Точность измерения углов наклона в основном зависит от погрешности отсчета. Из других погрешностей на точность измерения угла наклона заметное влияние оказывает вертикальная рефракция — неодинаковое преломление луча света в неоднородных слоях атмосферы. Это влияние при значительных расстояниях может достигать в летнее время десяти секунд.

При длине визирного луча до 300 м влияние рефракции можно не учитывать.

Исправление МО вертикального круга теодолита Т30

Для удобства вычислений углов наклона место нуля целесообразно привести к отсчету, который близок к нулю.

Для исправления несколько раз определяют значение МО путем наведения горизонтальной нити сетки зрительной трубы на одну и ту же точку при двух положениях вертикального круга. По формуле (36) вычисляют место нуля, а по формулам (37) и (38) — углы наклона. Если место нуля превышает двойную точность отсчетного устройства, то из всех полученных значений угла наклона

на выбранную точку вычисляют среднее, округляют его до точности отсчета и устанавливают на вертикальном круге. Подъемными винтами подставки приводят пузырек уровня при горизонтальном круге в нуль-пункт. При этом горизонтальная нить сетки зрительной трубы сойдет с наблюдаемой точки. После этого ослабляют боковые винты оправы сетки нитей и, действуя вертикальными исправительными винтами, совмещают горизонтальную нить сетки с изображением наблюдаемой точки. После закрепления оправы сетки нитей поверку повторяют.

§ 25. Общие сведения о высокоточных угловых измерениях

Методика измерений углов с высокой точностью и конструкции используемых для этой цели приборов те же, что и при угловых измерениях малой точности, рассмотренных в предыдущих параграфах.

Особенности производства высокоточных угловых измерений следующие:

применение более точных приборов, снабженных дополнительными устройствами для учета и ослабления погрешностей измерений;

производство работ в наиболее благоприятных для измерений внешних условиях (четкая видимость, отсутствие ветра) и времени суток, в течение которого происходит наименьшее искривление визирного луча вследствие рефракции;

соблюдение наибольшей симметрии действий в процессе измерений во времени, в расположении отдельных частей прибора относительно внешней среды как на пункте в целом, так и в каждом приеме;

точный учет элементов центрировки и редукции; использование в качестве объектов визирования световых целей — зеркал в солнечные дни и фонарей в ночное время;

при измерении с сигналов и с других оснований, которые могут иметь кручение под влиянием внешних условий (солнечных лучей, ветра и т. п.), применение поверительной трубы, позволяющей учитывать кручение основания, на котором установлен теодолит;

использование методов работы, позволяющих получить в результате измерений ряд одновесных направлений с тем, чтобы каждый угол на пункте, как разность направ-

лений, определялся с одинаковым весом. Это достигается применением рассмотренных выше способов круговых приемов и измерения углов во всех комбинациях;

увеличение числа измерений (приемов).

Более подробное изложение и обоснование правил измерений дается в учебниках по высшей геодезии и соответствующих инструкциях.

Дополнительно отметим следующее: случайная часть погрешностей измерений углов может быть уменьшена до допустимой величины путем увеличения числа измерений (при применении приборов соответствующей точности).

Влияние систематических погрешностей не всегда уменьшается при увеличении числа измерений; для исключения или ослабления этого влияния надо знать возможные их источники и применять соответствующие методы и приемы. В качестве примеров можно привести следующие: при измерении углов между целями, расположенными на существенно разных высотах, необходимо определять наклон оси вращения трубы для введения поправок; при коротких сторонах обращать особое внимание на определение элементов центровок и редукций; не допускать прохождения визирных лучей через среды с различными температурами для исключения возможности рефракционного искривления лучей визирования и т. п.

В частности, на эти источники погрешностей следует обращать особое внимание в практике инженерно-геодезических работ; здесь в соответствующих случаях возникает необходимость точных угловых измерений, а обстановка измерений способствует тем условиям, при которых систематические ошибки действуют особо неблагоприятно.

Глава 5
ИЗМЕРЕНИЕ РАССТОЯНИЙ

§ 26. Общие сведения

Измерение расстояний производят непосредственным или косвенным методами. При непосредственном методе мерный прибор (измерительную рулетку, землемерную ленту и т. п.) последовательно укладывают в створе измеряемого отрезка. При косвенном методе измеряют вспомогательные параметры (углы, базисы, физические пара-

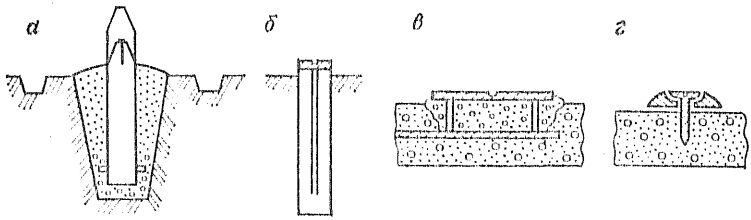


Рис. 33. Закрепление конечных точек линий при помощи:
а — деревянного столба; *б* — железобетонного монолита; *в* — керна на металлической пластине; *г* — дюбель-гвозди

метры и т. п.), а длину отрезка вычисляют по формуле, отображающей зависимость между измеренными величинами и длиной отрезка.

Точность определения расстояний зависит от метода измерений, применяемого прибора, условий измерений и и колеблется от 1 : 200 до 1 : 1 000 000 измеряемого расстояния.

Закрепление конечных точек измеряемых линий

Тип знаков, которыми закрепляются конечные точки, зависит от назначения и сроков использования измеряемых линий.

Для закрепления точек на сравнительно небольшой период производства геодезических работ используют временные знаки в виде колышка со сторожком. Конечные точки отрезка на колышке отмечают обычно гвоздем (сторожок). В городских условиях и на строительных площадках для закрепления точек вместо колышков используют металлические штыри и трубки, а на улицах с твердым покрытием и конструкциях зданий — метки, наносимые несмываемой яркой краской.

Для закрепления точек на более длительный период используют деревянные столбы и железобетонные монолиты (рис. 33, *а*, *б*). На конструкциях зданий и сооружений точки закрепляют керпением на металлических пластинах, которые приварены к арматуре конструкций (рис. 33, *в*), или дюбель-гвоздями (рис. 33, *г*).

§ 27. Землемерные ленты и измерительные рулетки

Для непосредственного измерения линий на местности используют землемерные ленты со шпильками. В соответствии с ГОСТ 7502—80 такие ленты изготавливают длиной 20, 24, 50 м и называют ЛЗ-20, ЛЗ-24 и ЛЗ-50.

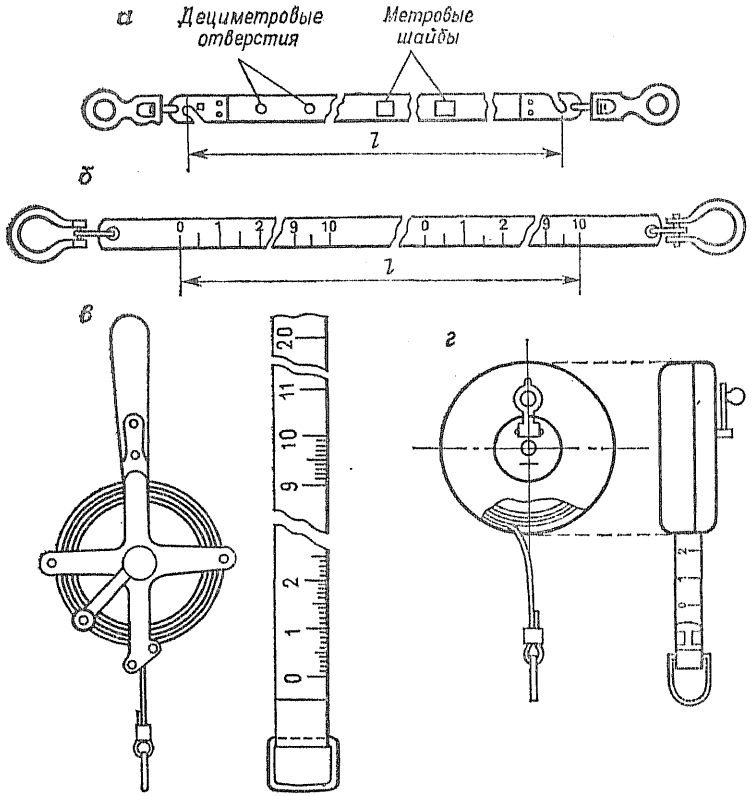


Рис. 34. Мерные приборы:

а — штриховая лента; *б* — шкаловая лента; *в* — стальная рулетка на крестовине; *г* — тесьмяная рулетка в футляре.

Землемерные ленты изготавливают из стальной полосы, на концах которой прикреплены ручки (рис. 34, *а*, *б*). Длина ленты равна расстоянию между штрихами, нанесенными у концов ленты против вырезов для шпилек. Метровые деления на лентах ЛЗ-20 и ЛЗ-50 обозначены пластинками с выбитыми на них порядковыми номерами, полуметровые деления отмечены круглыми заклепками, а дециметровые — отверстиями.

Лента ЛЗ-24 разделена на 20 интервалов, а каждый интервал — на 10 равных частей.

В комплект мерной ленты входят: лента, кольцо для ее наматывания и шпильки для фиксации концов ленты при измерениях.

Для измерения линий с повышенной точностью используют шкаловые ленты ЛЗШ-20, ЛЗШ-24 и ЛЗШ-50, длиной соответственно 20, 24 и 50 м. У концов этих лент нанесены сантиметровые и миллиметровые деления. Длина шкаловой ленты равна расстоянию между нулевыми штрихами на концах ленты.

Для измерения линий на строительных площадках и конструкциях здания обычно используют измерительные рулетки. В соответствии с ГОСТ 7502—80 отечественная промышленность изготавливает металлические рулетки ОПК2-20 АНТ/1, ОПК2-30 АНТ/1, ОПК2-50 АНТ/1 и др. Название рулетки ОПК2-20 АНТ/1 означает, что рулетка в открытом корпусе (О), с плоской измерительной лентой (П), с вытяжным кольцом (К), 2-го класса точности, номинальной (стандартной) длины 20 м, с началом, удаленным от торца измерительной ленты (А), с травленными штрихами (Н), нанесенными через 1 см (Т/1). По дополнительным заказам предприятия изготавливают стальные рулетки на крестовине (рис. 34, *в*) с рукояткой для наматывания полотна рулетки на барабан.

Некоторые фирмы в Японии выпускают металлические рулетки с пластиковым покрытием, что обеспечивает сохранность делений и предохраняет полотно от коррозии. Новейшие типы рулеток изготовлены на основе стекловолокна с пластиковым покрытием. Они менее чувствительны к воздействиям температуры, выдерживают натяжение силой более 1000 *Н* и не проводят электрического тока, что предохраняет их от сгорания при попадании на металлические конструкции при прогреве железобетона и при сварке.

Для обмеров зданий и помещений внутри них, а также при измерениях небольших расстояний в некоторых видах съемочных и инженерно-геодезических работ используют тесьмяные рулетки в закрытом корпусе (рис. 34, *г*).

Под влиянием различных факторов (времени, температуры, механических воздействий и т. п.) длина мерного прибора изменяется. Поэтому перед началом и в конце полевого сезона, а также при повреждениях в процессе работы, мерные приборы *компарируют*, т. е. определяют их фактическую длину путем сравнения с эталоном.

Если рабочий прибор и эталон имеют одинаковую номинальную длину, то сравнение производят на ровной поверхности путем непосредственного измерения разности длин. В этом случае длину мерного прибора l можно пред-

ставить в виде суммы номинала l_0 и поправки δl_k за компарирование

$$l = l_0 + \delta l_k.$$

Компарирование мерных приборов в полевых условиях проводят на специальных базисах, длина которых кратна длине мерного прибора. Наибольшее распространение нашли базисы длиной 120 м. Базис размещают на ровной местности с благоприятными условиями измерений, например, на местности с бетонным или асфальтовым покрытием. Концы базиса закрепляют металлическими штырями с насечками на торцевых поверхностях или более устойчивыми знаками. Длину полевого компаратора D_k определяют с точностью, которая в несколько раз выше точности рабочего прибора. После многократных измерений длины компаратора $D_р$ рабочим прибором поправку за компарирование вычисляют по формуле

$$\delta l_k = (D_k - D_р)/n,$$

где $n = D_р/l_0$ — число отложений мерного прибора при измерении компаратора.

На строительных объектах измеряемые линии обычно короче мерного прибора, а требования к точности измерений — значительно выше. В этом случае определяют поправки метровых делений путем сравнения рулетки с нормальным метром (контрольной линейкой) с ценой делений 0,2 мм.

Результаты компарирования записывают в паспорт мерного прибора, а для рулеток, используемых на строительных объектах, составляют таблицу поправок метровых делений.

§ 28. Измерение линий мерными приборами

Измерение линий производят в такой последовательности.

Рекогносцировка, т. е. предварительное ознакомление с местностью. При рекогносцировке намечают на местности положение линий, подлежащих измерению. Линии стараются располагать так, чтобы условия для измерений были наиболее благоприятными.

Вешение линии, т. е. установка вешек в створе линии. *Створом* называют вертикальную плоскость, проходящую через конечные точки линии. Вешение начинают

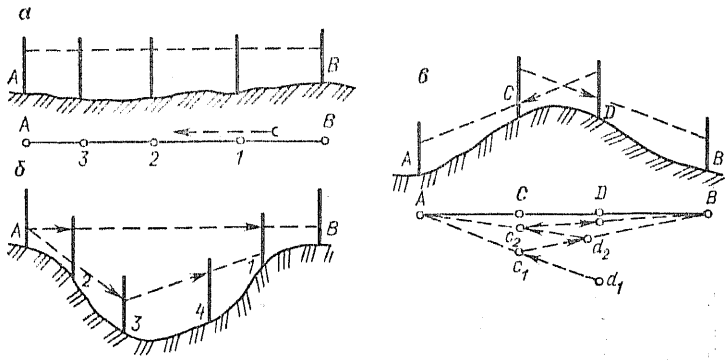


Рис. 35. Вешение линий:
а — «на себя»; *б* — через овраг; *в* — через возвышенность

с установки вешек, раскрашенных полосами красного и белого цвета, на конечных точках. Если длина линии более 150 м, то в створе линии необходимо установить дополнительные вешки, что ограничивает отклонения от створа при измерениях. Чтобы не закрывать видимость по створу вешение производят «на себя» (рис. 35, *а*), т. е. начинают с точки *1*, затем устанавливают вешку *2* и т. д. При вешении через овраг предварительно устанавливают вешки *1* и *2* на краях оврага, а затем по его склону и дну (рис. 35, *б*). Вешение через возвышенность производят последовательным приближением точек *C* и *D* к створу линии (рис. 35, *в*). При этом точку d_1 выбирают приближенно в створе, точку c_1 устанавливают в створ линии Ad_1, а точку d_2 — в створ линии c_1B и т. д. до установки вешек *C* и *D* в створ линии *AB*.

На строительных площадках перед началом измерений выравнивают грунт и убирают препятствия, находящиеся в створе.

Измерение линий землемерными лентами производят два человека. Задний рабочий прикладывает нуль прибора к начальной точке и закрепляет ленту шпилькой. Передний рабочий держит ленту в вытянутой руке так, чтобы не закрывать створ линии. По команде заднего он укладывает ленту в створ, встряхивает ее, натягивает «от руки» силой около 98 *Н*, а в вырез на переднем конце ленты вертикально ставит шпильку. Далее ленту снимают со шпилек и протягивают ее по створу, при этом задний рабочий вытаскивает шпильку.

Подойдя к передней точке, задний рабочий вводит шпильку в вырез ленты, а передний укладывает ленту в створе линии. Если весь комплект шпилек у переднего рабочего израсходован, то задний передает ему свои 10 шпилек. Передачу шпилек фиксируют в журнале измерений.

В конце линии между последней шпилькой и конечной точкой линии измеряют остаток r. Для этого протягивают ленту вдоль створа и против конечной точки линии производят отсчет по ленте. Число целых метров определяют по надписям на пластинках, число дециметров — по отверстиям, а сантиметры между дециметровыми делениями оценивают на глаз.

Длину линии D вычисляют по формуле

$$D = nl + r, \tag{39}$$

где n — число целых отложений ленты в измеряемой линии. Контроль числа отложений осуществляют по количеству передач и оставшихся шпилек у переднего рабочего.

При измерении линий рулетками конечные штрихи прибора фиксируют на местности тонкими гвоздями, а на твердом покрытии дорог — прочерчиванием карандашом или острым предметом.

Измерение линий шкаловыми лентами с повышенной точностью производят по кольям, которые вбивают в грунт под шкалами. Натяжение мерного прибора осуществляют силой 98 H с помощью пружинного динамометра. Концы отрезков линии на кольях фиксируют булавками и производят отсчеты по передней (П) и задней (З) шкалам. После каждой пары отсчетов ленту сдвигают. В зависимости от требований к точности производят две или три пары отсчетов. О правильности отсчетов судят по разностям (П — З). Длину линии вычисляют по формуле

$$D = nl + r + \sum (\text{П} - \text{З}).$$

Все линии измеряют в прямом $D_{\text{пр}}$ и обратном $D_{\text{обр}}$ направлениях, а за окончательное значение принимают среднее

$$D = (D_{\text{пр}} + D_{\text{обр}})/2.$$

Сравнение значений $D_{\text{пр}}$ и $D_{\text{обр}}$ позволяет обнаружить грубые промахи в измерении, например, просчеты в целое число отложений мерного прибора.

Чтобы получить горизонтальное проложение d, при измерениях определяют углы наклона ν линии или превышения h концов мерного прибора (см. рис. 12, *б*).

§ 29. Вычисление длин линий

При вычислении длин линий в результат измерения вводят поправки, которые исключают влияние систематических погрешностей.

Поправка $\delta D_к$ за компарирование мерного прибора

При измерении линий фактическая длина мерного прибора отличается от номинала на величину поправки за компарирование $l = l_0 + \delta l_к$. Оцифровка мерного прибора соответствует номиналу, поэтому результат измерения остатка обозначим через r_0. В этом случае фактическая длина остатка r за счет поправки за компарирование изменится на величину, пропорциональную длине остатка, т. е.

$$r = r_0 + (\delta l_к / l_0)\, r_0.$$

Подставляя значение l и r в правую часть равенства (34), получим

$$D = n\,(l_0 + \delta l_к) + \left(r_0 + \frac{\delta l_к}{l_0} r_0\right) = (n l_0 + r_0) + \frac{n l_0 + r_0}{l_0}\,\delta l_к.$$

Величина $(nl_0 + r_0)$ — это длина линии, вычисленная с номинальным значением длины мерного прибора. Обозначив ее через D_0, запишем

$$D = D_0 + (D_0/l_0)\,\delta l_к.$$

Величину

$$\delta D_к = D - D_0 = (D_0/l_0)\,\delta l_к$$

называют поправкой в длину мерного прибора за компарирование. Предварительное вычисление величин D_0 и $\delta D_к$ заметно упрощает вычисления, так как l_0 и n — целые числа, а значение $\delta D_к$ обычно надо знать с двумя-тремя значащими цифрами.

На строительных объектах при измерении линий, которые короче длины мерного прибора, поправки за компарирование выбирают из таблиц поправок метровых делений по величине r_0.

Поправка δD_t за температуру мерного прибора

При измерении линий температура мерного прибора t обычно отличается от температуры компарирования t_0. В этом случае длина мерного прибора равна

$$l = l_0 + \alpha (t - t_0) l_0,$$

где α — коэффициент линейного расширения материала мерного прибора (для стали $\alpha = 12{,}5 \cdot 10^{-6}$).

Соответственно изменится длина остатка

$$r = r_0 + \alpha (t - t_0) r_0.$$

Подставляя значения l и r в правую часть равенства (39), получим

$$D = (nl_0 + r_0) + \alpha (t - t_0)(nl_0 + r_0),$$

но $nl_0 + r_0 = D_0$, тогда

$$D = D_0 + \alpha (t - t_0) D_0.$$

Величину

$$\delta D_t = D - D_0 = \alpha (t - t_0) D_0$$

называют поправкой в длину линии за температуру мерного прибора.

Если при измерении линий для создания топографических планов разность температур по абсолютной величине не превышает 8°, то поправку за температуру не учитывают. При учете поправок обычно измеряют температуру воздуха, а не мерного прибора. Возникающая при этом погрешность мала и не влияет на точность измерений.

При измерении длин линий на конструкциях зданий и сооружений дополнительно учитывают температурные расширения конструкций. Если температуру конструкций при эксплуатации обозначить через $t_э$, то поправку за температуру можно вычислить по формуле

$$\delta D_t = \Delta\alpha (t_{ср} - t_э) D_0 + \Delta t \, \alpha_{ср} D_0, \qquad (40)$$

где $\alpha_{ср}$, $t_{ср}$ — средние значения соответственно коэффициентов линейного расширения и температур конструкций и мерного прибора; $\Delta\alpha$, Δt — разности коэффициентов линейного расширения и температур конструкций и мерного прибора.

Поправку по формуле (40) учитывают при выполнении высокоточных линейных измерений на конструкциях уникальных сооружений.

На объектах массовой застройки из сборных железобетонных конструкций разность коэффициентов линейного расширения $\Delta\alpha$ близка к нулю ($0{,}5 \cdot 10^{-6}$), поэтому первый член правой части равенства (40) мал. Тогда

$$\delta D_t = \Delta t \alpha_{ср} D_0.$$

Наибольшие затруднения при измерениях вызывает определение температуры конструкций, так как для этого приходится в них делать лунки. Поэтому поправки по формуле (40) учитывают только при возведении зданий повышенной этажности и промышленных сооружений с пролетами между опорами более 6 м.

На типовых зданиях массовой застройки для упрощения вычислений и измерений значения поправок метровых делений прибора приводят к значениям температуры эксплуатации здания, что позволяет обойтись без учета температуры.

Поправка $\delta D_{\nu, h}$ за приведение линии к горизонту

Горизонтальное положение d наклонной линии D находят по углу наклона ν или по превышению h (см. рис. 12, *б*).

Если известен угол наклона, то из прямоугольного треугольника ABB' имеем

$$d = D \cos \nu.$$

При вычислениях горизонтальных проложений используют микрокалькуляторы. При отсутствии микрокалькулятора для упрощения вычислений в результаты измерений вводят поправку

$$\delta D_\nu = d - D = -D\,(1 - \cos \nu) = -2D \sin^2 (\nu/2).$$

Поправка за приведение линий к горизонту всегда отрицательна, так как горизонтальное проложение всегда меньше наклонной линии.

При углах наклона менее 10° синус изменяется пропорционально значениям угла. Поэтому $\sin(\nu/2) \approx \approx 0{,}5 \sin \nu$. Тогда

$$\delta D_\nu = -0{,}5 \sin^2 \nu.$$

Если известно превышение концов измеряемой линии, то из рис. 12, *б* по теореме Пифагора имеем

$$D^2 = d^2 + h^2;\ h^2 = D^2 - d^2 = (D - d)(D + d).$$

При вычислениях поправки обычно удерживают две-три значащие цифры, поэтому можно принять $d \approx D$. Если учесть, что $\delta D_h = d - D$, то

$$\delta D_h = -h^2/2D. \qquad (41)$$

Если линия имеет перегибы ската, то поправки за приведение к горизонту вычисляют по частям. При этом линию разбивают на отрезки с равномерными скатами, а поправку для каждого отрезка вычисляют раздельно по формуле (41).

Окончательно горизонтальное проложение линии с учетом всех поправок вычисляют по формуле

$$d = D_0 + \delta D_к + \delta D_t + \delta D_{v,h}.$$

§ 30. Точность измерения линий мерными приборами

На точность измерения линий влияют систематические и случайные погрешности.

Систематические погрешности

Основные части систематических погрешностей учтены при введении поправок за компарирование, температуру мерного прибора и наклон линии. Влияние некоторых других факторов систематического характера ослаблено выбором методики измерений. Так, односторонняя систематическая погрешность за отклонение мерного прибора от створа ограничена установкой вешек через каждые 100—150 м. Однако в результаты измерений входят остаточные погрешности влияния некоторых этих факторов. Рассмотрим их более подробно.

Погрешность $\lambda_к$ за компарирование мерного прибора зависит от способа компарирования. При компарировании 20-метровых землемерных лент на полевом компараторе длиной 120 м, погрешность оценивают значением $\lambda_к = 3{,}0$ мм, а при компарировании стальной рулетки сравнением с нормальным метром погрешность принимают равной $\lambda_к = 0{,}6$ мм.

Погрешность $\lambda_с$ за уложение мерного прибора в створ зависит от величины отклонений концов прибора в результате влияния средней квадратической погрешности $m_с$:

$$\lambda_с = m_с^2/(l\sqrt{2}), \qquad (42)$$

где l — длина мерного прибора или величина остатка.

Погрешность λ_h за превышение концов мерного прибора можно определить по формуле

$$\lambda_h = m_h^2/2l, \tag{43}$$

где m_h — средняя квадратическая погрешность измерения превышения.

Случайные погрешности

Погрешность η_o отсчитывания по шкалам мерного прибора зависит от цены деления τ шкалы. При отсчитывании на глаз

$$\eta_{o,1} = 0{,}15\tau. \tag{44}$$

Если при измерениях длину отрезка вычисляют по разностям отсчетов, взятых по двум шкалам, то

$$\eta_{o,n} = 0{,}21\tau/\sqrt{n}, \tag{45}$$

где n — число пар отсчетов по шкалам.

Погрешность η_ϕ фиксации концов мерного прибора определяется опытным путем. При фиксации концов землемерной ленты шпильками $\eta_\phi = 1{,}5$ мм, а при прочерчивании линии карандашом на поверхности бетона или асфальта $\eta_\phi = 1{,}0$ мм.

Кроме этих погрешностей к случайным при измерении линий относят некоторые остаточные части систематических погрешностей, вызванных погрешностями измерений параметров систематических погрешностей или случайными изменениями этих параметров. Например, погрешностями измерения температуры мерного прибора для введения поправок или случайными изменениями натяжения мерного прибора в процессе измерения. Рассмотрим более подробно эти погрешности.

Погрешность η_t за температуру мерного прибора зависит от средней квадратической погрешности m_t определения температуры, т. е.

$$\eta_t = \alpha l m_t. \tag{46}$$

Погрешность η_F за натяжение мерного прибора можно определить из выражения

$$\eta_F = l m_F/(\omega E), \tag{47}$$

где m_F — средняя квадратическая погрешность натяжения мерного прибора с силой $F = 98H$; ω — площадь поперечного сечения полотна мерного прибора; E — модуль упругости материала мерного прибора.

При измерении линий влияние систематических погрешностей пропорционально числу n отложений мерного прибора, а влияние случайных погрешностей пропорционально корню квадратному из числа отложений.

В зависимости от методики измерений отдельные погрешности входят в результаты измерений по-разному. Так, при измерении линий землемерными лентами погрешность фиксации входит в результат измерения n раз, а погрешность отсчитывания — один раз (при измерении остатка). Для этого случая среднюю квадратическую погрешность m_d определения горизонтального проложения вычисляют по формуле

$$m_d^2 = n^2 (\lambda_к^2 + \lambda_с^2 + \lambda_h^2) + n (\eta_l^2 + \eta_F^2 + \eta_\phi^2 + \eta_{0,1}^2). \qquad (48)$$

При измерении линий шкаловыми лентами погрешность отсчетов по шкалам входит в каждое отложение прибора, а погрешность фиксации отсутствует. В этом случае

$$m_d^2 = n^2 (\lambda_к^2 + \lambda_с^2 + \lambda_h^2) + n (\eta_l^2 + \eta_F^2 + \eta_{0,n}^2). \qquad (49)$$

Формулы (42)—(49) используют для расчетов необходимой точности и выбора методики высокоточных геодезических измерений на уникальных объектах строительства.

На типовых объектах строительства требования к точности линейных измерений зависят от характеристики сооружения и вида конструкций. Для земляных сооружений относительная погрешность не должна превышать 1 : 1000, для зданий до 5 этажей — 1 : 3000, для зданий от 5 до 16 этажей — 1 : 5000 и для зданий выше 16 этажей — 1 : 10 000. Условия, необходимые для обеспечения заданных точностей даны в Строительных нормах и правилах СНиП 3.01.03—84.

Точность измерения линий на поверхности земли землемерными лентами обычно характеризуют следующими относительными погрешностями $\Delta D/D$ = 1 : 3000 — при благоприятных условиях измерений (ровная местность, устойчивый сухой грунт и т. п.), 1 : 2000 — при обычных условиях измерений, 1 : 1000 — при неблагоприятных условиях измерений (пересеченная или заболоченная местность, наличие мелкого кустарника и т. п.).

Определим допустимые расхождения при измерении линий в прямом и обратном направлениях. Так как раз-

ность равна $\Delta D = D_{пр} - D_{обр}$, то по формуле погрешности функции получим

$$m_{\Delta D}^2 = m_{D_{пр}}^2 + m_{D_{обр}}^2.$$

Но $m_{D_{пр}} = m_{D_{обр}} = m_D$, тогда $m_{\Delta D} = m_D \sqrt{2}$. Так как предельная погрешность (допускаемая невязка) равна $f_{\Delta D_{доп}} = 3m$, то

$$f_{\Delta D_{доп}} = \Delta_D \sqrt{2}.$$

Следовательно, допускаемые расхождения разности результатов измерений должны быть в корень из двух раз больше, т. е. соответственно 1 : 2000, 1 : 1500 и 1 : 800.

§ 31. Нитяный дальномер

Принцип измерения расстояний дальномерами основан на решении прямоугольного треугольника, в котором по малому параллактическому углу β и противолежащему катету b (базису) определяют длину другого катета $D = b \operatorname{ctg} \beta$. Для упрощения измерений одну из этих величин делают постоянной, а другую измеряют. Если величина b постоянная, а величину β измеряют, то это дальномер с постоянным базисом. Если величина β постоянна, а измеряют b, то это дальномер с постоянным углом.

Наибольшее распространение в геодезической практике нашел нитяный дальномер. Это дальномер с постоянным параллактическим углом и переменным базисом. Он состоит из двух горизонтальных нитей, параллельных средней нити сетки трубы прибора. В комплект дальномера входит вертикальная рейка с сантиметровыми делениями.

Для измерения расстояний на одном конце отрезка устанавливают прибор, а на другом — рейку (рис. 36, *а*). Пусть визирная ось трубы горизонтальна. Лучи от дальномерных нитей, изображенных на рисунке точками *a* и *b*, пройдя через объектив и передний фокус *F*, пересекут рейку в точках *A* и *B*. Из подобия треугольников *AFB* и $a'Fb' : D'/n = f/p$, откуда

$$D' = (f/p)\, n,$$

где f — фокусное расстояние объектива; p — расстояние между дальномерными нитями.

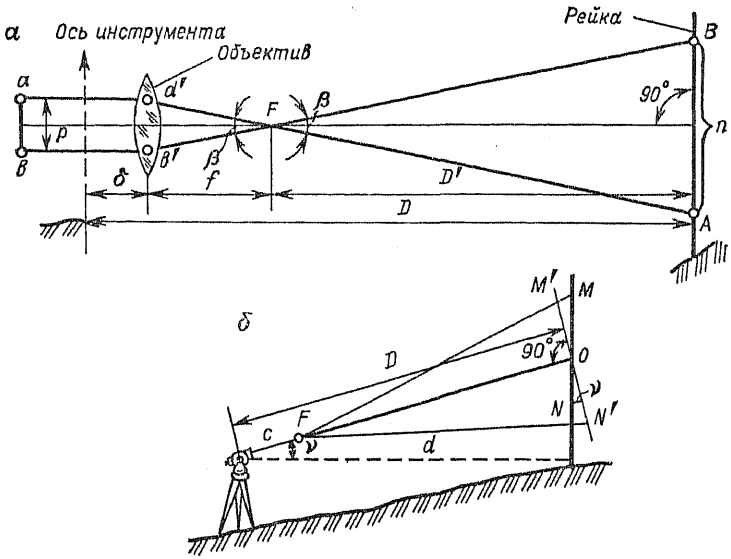


Рис. 36. Схема измерения нитяным дальномером:
а — проложений; *б* — наклонных расстояний

Отношение $f/p = K$ для данного прибора постоянно и называется *коэффициентом дальномера*. На рис. 36, *а* видно, что

$$D = D' + f + \delta,$$

где δ — расстояние от объектива до оси вращения трубы.

Величину $c = f + \delta$ называют *постоянным слагаемым дальномера*, а определяемое расстояние вычисляют по формуле

$$D = Kn + c. \qquad (50)$$

В современных приборах постоянное слагаемое мало и его часто не учитывают при измерениях.

В приборах с фокусным расстоянием объектива $f = 200$ мм обычно расстояние между дальномерными нитями делают равным $p = 2$ мм. В этом случае $K = f/p = 100$, что существенно упрощает вычисления. При сантиметровых делениях рейки дальномерный отсчет по ней в делениях выразит расстояние в метрах.

Формула (50) получена для случая, когда рейка расположена перпендикулярно к визирной оси трубы. При измерениях на местности это условие нарушается, так как

рейку устанавливают вертикально и при наклонном положении визирной оси (рис. 36, *б*). Если рейка наклонена по отношению к визирной оси на угол ν, то вместо правильного отсчета $M'N' = n'$ возьмут отсчет $MN = n$. Эти величины связаны соотношением $n' = n \cos \nu$. Подставляя значение n' в формулу (50), получим

$$D = Kn' + c = Kn \cos \nu + c.$$

Но $d = D \cos \nu$, тогда

$$d = Kn \cos^2 \nu + c \cos \nu.$$

Величины c и ν малы, поэтому $c \cos \nu \approx c \cos^2 \nu$, тогда

$$d \approx (Kn + c) \cos^2 \nu. \qquad (51)$$

Для вычислений горизонтальных проложений более удобно воспользоваться поправками

$$\Delta D_\nu = d - D \approx D (1 - \cos^2 \nu) \approx D \sin^2 \nu.$$

Точность измерений нитяным дальномером зависит, в основном, от точности дальномерного отсчета, влияния вертикальной рефракции и параллакса нитей.

Для вычисления средней квадратической погрешности m_D измерения расстояний воспользуемся формулой (50). Если среднюю квадратическую погрешность дальномерного отсчета обозначить через m_n, то

$$m_D = Km_n \quad \text{или} \quad m_D/Kn = m_n/n.$$

Так как $Kn \approx D$, то

$$m_D/D = m_n/n. \qquad (52)$$

При благоприятных условиях измерений для расстояния 100 м ($n = 100$ делений) средняя квадратическая погрешность дальномерного отсчета равна 0,25 деления. Подставляя эти значения в формулу (102), получим $m_D/D = 1/400$.

С учетом влияния остальных фактов, относительная погрешность измерения расстояний нитяным дальномером находится в пределах 1/200—1/400, при среднем ее значении 1/300.

§ 32. Общие сведения о светодальномерах

Светодальномер — электронно-оптический прибор, предназначенный для измерения расстояний с использованием электромагнитных волн. Измерение расстоя-

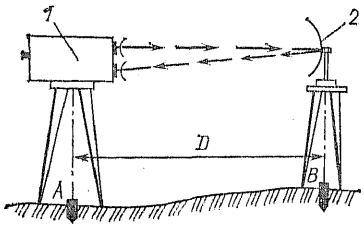


Рис. 37. Схема измерения расстояния светодальномером

ния D светодальномером сводится к следующему: на одной из конечных точек A (рис. 37) устанавливают приемо-передатчик 1, который излучает электромагнитные колебания и направляет их на отражатель 2, расположенный в точке B. Отражатель принимает световой поток и направляет его обратно в точку A. Приемо-передатчик фиксирует моменты выхода t_1 и возвращения t_2 светового потока. Таким образом, световой поток в интервале времени $\tau_{2D} = t_2 - t_1$ пройдет расстояние D в прямом и обратном направлениях. Зная скорость v распространения электромагнитных колебаний, можно записать

$$D = v\tau_{2D}/2.$$

Время τ_{2D} можно измерить непосредственно или через какой-либо параметр, являющийся функцией временного интервала. *Измерение τ_{2D} заключается в сравнении электромагнитного излучения до и после прохождения измеряемого расстояния.* Сигнал от передатчика направляют на приемник двумя различными способами: без выхода на дистанцию (по специальному каналу); через измеряемую дистанцию к отражателю и обратно.

Сигнал, направленный по первому пути, называют *опорным*, а по второму — *измерительным*. В приемном устройстве опорный и измерительный сигналы проходят одинаковый путь, что сводит к минимуму влияние параметров этого устройства на точность измерения.

В зависимости от вида сравнения опорного и измерительного сигналов различают импульсный, частотный и фазовый методы измерения.

Импульсный метод

В импульсном методе измеряется непосредственно время распространения коротких импульсов. В короткие промежутки времени передатчик вырабатывает равные по длительности импульсы, которые налагаются на высокочастотные колебания несущей волны. Период следования импульсов должен быть больше времени τ_{2D} пробега импульсом измеряемой линии туда и обратно, тогда

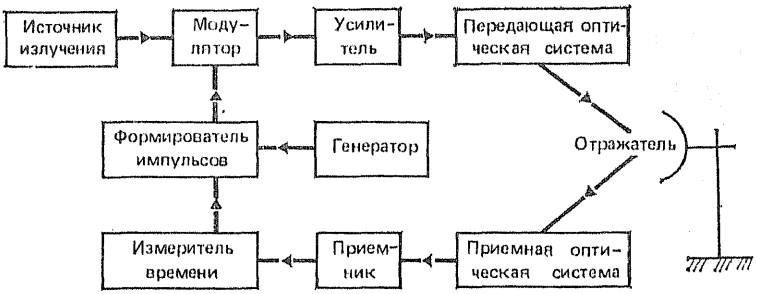


Рис. 38. Блок-схема импульсного светодальномера

величина измеряемого расстояния D получится однозначной. В этом случае измерительный сигнал достигнет приемника раньше, чем излучается следующий импульс. При измерении коротких расстояний частота импульсов повышается.

Погрешность в определении времени τ_{2D} вычисляют по формуле

$$m_{\tau_{2D}} = \frac{2m_D}{v} = \tau_{2D}\frac{m_D}{D}.$$

Нетрудно убедиться, что для измерения расстояния с сантиметровой точностью время распространения импульса необходимо измерить с погрешностью в десятые доли наносекунды, т. е. до $1 \cdot 10^{-10}$ с.

Блок-схема импульсного дальномера показана на рис. 38. От генератора на формирователь импульсов поступают синусоидальные колебания с постоянной частотой. Формирователь импульсов преобразует их в последовательность импульсов с постоянной и высокостабильной частотой повторения. Эти импульсы являются модулирующимися и поступают на модулятор, туда же от источника излучения поступают световые волны.

Модулированные электромагнитные колебания через усилитель направляются в передающую оптическую систему, оттуда — на отражатель и, отразившись от него, через приемную оптическую систему попадают в приемник, где они преобразуются в последовательность электрических импульсов.

Опорный сигнал от передатчика и измерительный сигнал с дистанции поступают на устройство измерения времени — электронный счетчик. Электронный счетчик

по числу импульсов и периоду их следования определяет интервал времени τ_{2D}.

К недостаткам импульсного метода можно отнести меньшую, по сравнению с фазовым, точность измерений.

Фазовый метод

Известно, что фаза гармонического колебания есть линейная функция времени, поэтому измерение фазы за некоторый промежуток времени будет линейной функцией расстояния, пройденного за это время гармоническим колебанием.

Пусть передатчик *1*, установленный в точке *A* (см. рис. 37), излучает гармонические колебания круговой частоты с фазой

$$\varphi_1 = \omega t + \varphi_0,$$

где φ_1 и φ_0 — фазы гармонического колебания в момент времени t и в начальный момент; ω — условная частота колебаний.

После прохождения расстояния $2D$ до отражателя *2* и обратно колебания поступают на приемник с фазой

$$\varphi_2 = \omega (t - \tau_{2D}) + \varphi_0.$$

Фазоизмерительное устройство определяет разность фаз $\Delta\varphi_{2D}$ излучаемого и принимаемого колебаний

$$\Delta\varphi_{2D} = \varphi_1 - \varphi_2 = \omega\tau_{2D} = 2\pi f\tau_{2D},$$

откуда время будет равно

$$\tau_{2D} = \frac{\Delta\varphi_{2D}}{2\pi f}.$$

Зная скорость распространения электромагнитных колебаний v, получим

$$D = \frac{v\tau_{2D}}{2} = \frac{v\,\Delta\varphi_{2D}}{4\pi f}. \qquad (53)$$

Если измерить сдвиг фаз $\Delta\varphi_{2D}$ на частота f_D, возникшей при прохождении расстояния, то можно вычислить D по формуле (53).

В общем случае сдвиг фаз $\Delta\varphi_{2D}$ можно представить в виде

$$\Delta\varphi_{2D} = 2\pi N + \varphi, \qquad (54)$$

где N — целое число, а φ — величина меньшая 2π ($0 < \varphi < 2\pi$).

Фазоизмерительное устройство может измерить сдвиг фаз $\Delta\varphi_{2D}$ лишь в пределах от 0 до 2π, т. е. только величину φ, а число N остается неизвестным. Подставляя выражение (54) в (53), получим

$$D = \frac{v}{2f}\left(N + \frac{\varphi}{2\pi}\right). \tag{55}$$

Формула (55) считается основной для фазового метода измерения. Ее можно записать в следующем виде

$$D = \frac{\lambda}{2}(N + \Delta N), \tag{56}$$

где $\lambda = v/f$ — длина волны; $\omega N = \varphi/2\pi$ — дробь меньше единицы ($0 < \Delta N < 1$).

Формула (56) показывает, что измеряемое расстояние равно некоторому числу $(N + \Delta N)$ полуволн, т. е. $\lambda/2$ является своеобразной *масштабной единицей меры* измеряемого отрезка. Поэтому соответствующую длине волны λ частоту f, к которой относится измеряемый фазовый сдвиг, называют *масштабной частотой*. Для вычисления D по формуле (56) необходимо знать целое число N и тем самым устранить неоднозначность (неопределенность). *Определение числа N называется разрешением неоднозначности.* В светодальномерах для разрешения неоднозначности можно использовать способы плавного изменения частоты или способ фиксированных частот.

Способ плавного изменения частоты. Применяя плавное изменение частоты в диапазоне перестройки можно подобрать ряд частот, при которых ΔN принимают одинаковые значения при различных N. В простейшем случае плавно изменяя частоту добиваются, чтобы ΔN стала равной нулю, следовательно, на расстоянии $2D$ уложится целое число полуволн. Фиксация одинаковых ΔN осуществляется индикатором при одновременном измерении частоты f_1.

При дальнейшем изменении частоты можно вновь подобрать такую частоту f_2, когда ΔN будет равно нулю. Расстояние D будет равно:

$$D = \frac{v}{2f_1}(N_1 + \Delta N_1); \quad D = \frac{v}{2f_2}(N_2 + \Delta N_2). \tag{57}$$

При переходе от f_1 к f_2 определяют величину

$$n_{1,2} = N_1 - N_2. \tag{58}$$

Равенства (57), (58) образуют систему трех уравнений с тремя неизвестными D, N_1 и N_2. Приравнивая правые части двух уравнений и учитывая третье уравнение, получаем

$$N_1 + \Delta N = n_{1,2}\frac{f_1}{f_1 - f_2}; \quad N_2 + \Delta N = n_{1,2}\frac{f_2}{f_1 - f_2}.$$

Число n всегда целое. Неизбежные ошибки измерений могут повлиять на определение величины $(N + \Delta N)$. Величина отличия вычисленных чисел $(N + \Delta N)$ от нужных значений характеризует качество измерений и поэтому лимитируется.

Неоднозначность разрешается тем увереннее, чем больше число $n_{1,2}$, т. е. чем дальше отстоит частота f_1 от f_2.

Способ фиксированных частот. Использование в светодальномерах фиксированных частот означает, что решение уравнения (56) для одной частоты может быть найдено, если измеряемое расстояние D предварительно известно с точностью, которая позволяет вычислить целое число N не грубее 0,5 или с ошибкой менее $\lambda/4$. Если принять частоту модуляции $f_1 = 10$ МГц, то четверть длины волны будет равна $\lambda/4 = 7{,}5$ м.

В реальных условиях знать измеряемое расстояние с такой точностью практически невозможно. Поэтому дальномеры с одной частотой не могут надежно обеспечить разрешение неоднозначности.

Задача решается достаточно просто и надежно, если в дальномерах используют несколько фиксированных частот. Например, при использовании m частот имеем m независимых уравнений

$$\begin{aligned} D &= \frac{\lambda_1}{2}(N_1 + \Delta N_1); \\ D &= \frac{\lambda_2}{2}(N_2 + \Delta N_2); \\ &\cdots\cdots\cdots\cdots \\ D &= \frac{\lambda_m}{2}(N_m + \Delta N_m), \end{aligned} \qquad (59)$$

в которых величины ΔN измерены фазоизмерительным устройством, а все N и D неизвестны. Чтобы найти неизвестные величины, нужно принять один из вариантов, связанных с подбором частот $f_1, f_2, \ldots, f_m$.

Первый вариант — *метод кратных частот* состоит в том, что частоты ряда $f_1 \geqslant f_2 > \ldots \geqslant f_3$ подобраны так,

чтобы при определении числа N_1 на частоте f_1 использовалось приближенное значение D, полученное на следующей, более низкой (меньшей в целое число раз), частоте f_2. Для нахождения числа N_2 на частоте f_2 используют приближенное значение D, полученное на частоте f_3 и т. д.

Такое решение позволяет осуществить подбор соответствующего коэффициента неоднозначности

$$K = \lambda_2/\lambda_1 = f_1/f_2,$$

показывающего, во сколько раз грубее можно вычислить расстояние при двух частотах, чем при одной частоте. При введении третьей, четвертой и т. д. частот получают еще большую надежность в нахождении D.

Таким образом, в этом варианте точное значение расстояния получают только на основной (самой высокой) частоте, а остальные используют лишь для расширения диапазона однозначно измеряемого расстояния.

Второй вариант — *метод комбинационных (близких) частот.* В нем также выбирают ряд частот $f_1 \rhd f_2 > \ldots > f_m$, но уже одного порядка величины, а необходимые ступени уменьшения частот создаются последовательно $f_1 \rhd (f_1 - f_m) > (f_1 - f_{m-1}) \rhd \ldots \rhd (f_1 - f_2)$.

В этом варианте учитывается, что разность результатов измерений на двух частотах эквивалентна результату измерения на разностной частоте.

При соответствующем подборе нескольких частот разрешение неоднозначности и определение точного расстояния выполняется решением известной уже системы уравнений вида (59). При условии $D = D_{\text{прибл}}$, находят $n_{1,2}$, $n_{1,3}$, затем N_1, N_2 и, наконец, точное расстояние D на всех частотах. Полученные из вычислений величины n и N округляют до целого числа и после этого используют для дальнейших вычислений. Если увеличивается число частот, то требование к точности измерения ΔN соответственно снижается.

Фазовый метод измерения расстояний нашел наибольшее применение в светодальномерах малой дальности действия и повышенной точности измерений.

Техническая реализация фазового метода показана на обобщенной блок-схеме светодальномера (рис. 39). Световой поток от источника излучения пропускается через модулятор. От генератора на модулятор поступают высокочастотные стабильные колебания-масштабные частоты. Передающая оптическая система коллимирует модулиро-

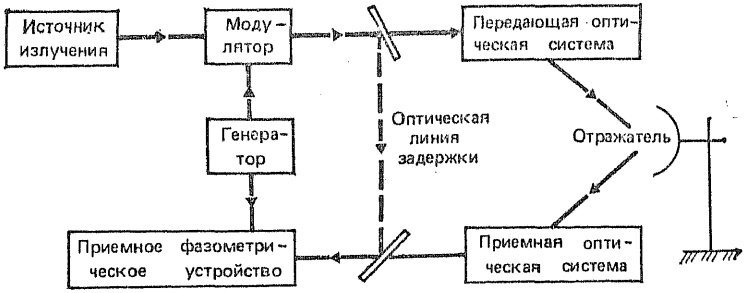


Рис. 39. Блок-схема фазового светодальномера

ванный световой поток и направляет его на отражатель. От отражателя световой поток, пройдя через приемную оптическую систему, попадает на приемное фазометрическое устройство, где осуществляется измерение разности фаз сигнала, поступившего непосредственно из генератора (опорный сигнал), и сигнала после прохождения дистанции.

Измерения сдвига фаз в светодальномерах производятся аналоговыми или цифровыми способами.

При аналоговых измерениях чаще всего используют компенсационный метод. Технически возможно компенсацию разности фаз выполнить: с помощью фазовращателя, оптической линии задержки (ОЛЗ), или изменением частоты (в дальномерах с переменной частотой). ОЛЗ представляет из себя призменную систему (см. рис. 38), искусственно удлиняющую ход лучей светового пучка. Изменение длины ОЛЗ в современных приборах осуществляется автоматически. Если используют фазовращатель, то на его оси располагают лимб, шкала которого может быть проградуирована в условных единицах или непосредственно в единицах расстояния. Иногда ось фазовращателя соединена с механическим цифровым счетчиком. Аналоговые измерения сдвига фаз позволяют получить разрешающую способность около 1/30 000 от длины волны модуляции.

При цифровых (дискретных) фазовых измерениях сдвиг фаз между опорным и измерительным сигналами определяют в виде числа импульсов. Опорный сигнал передним фронтом импульса открывает ключ, создающий измерительный интервал (интервал счета). Когда ключ открыт, он пропускает на электронный

счетчик равноотстоящие друг от друга по времени счетные импульсы. Передний фронт измерительного сигнала этот ключ закрывает. Таким образом, фиксируется интервал времени τ, соответствующий измеряемому фазовому сдвигу. Интервал времени определяют по числу m подсчитанных счетчиком импульсов

$$\tau = m \cdot T_{сч},$$

где $T_{сч}$ — период следования счетных импульсов. Фазовый сдвиг находят по формуле

$$\varphi = \Omega\tau,$$

где Ω — частота поступающих на фазометр сигналов. В большинстве светодальномеров счетчик цифрового фазометра градуируется в метрической системе единиц.

Для повышения точности измерений разность фаз измеряется многократно (например, 1000 отдельных измерений, быстро следующих друг за другом в течение примерно 10 с), результаты измерений осредняются. Средний результат считывается с электронного табло с точностью до миллиметров.

Достоинствами цифровых фазовых измерений являются: более высокая точность по сравнению с аналоговыми; стабильность результатов при изменении внешних условий; удобства считывания и регистрации; простота ввода результатов измерений в систему последующей обработки данных на ЭВМ и, как следствие, возможности использования в автоматизированных системах геодезических измерений.

Типы светодальномеров и их параметры

В соответствии с ГОСТ 19223—82 в СССР выпускаются три группы светодальномеров.

1. Светодальномеры большой дальности действия (15—50 км) с погрешностью измерения расстояния порядка $\pm$[(5 — 10) мм + (1 — 2) мм/км]. Они предназначены для измерения сторон в государственных геодезических сетях. Этим дальномерам присвоен буквенный индекс Г (геодезические).

2. Светодальномеры малой дальности действия (1—3 км) с погрешностью измерения расстояния около 20 мм. Им присвоен индекс Т (топографические). Они предназначены для измерения расстояний в геодезических сетях сгущения и для топографических съемок.

3. Светодальномеры повышенной точности для измерения коротких расстояний (0,3—3 км) с погрешностью около 2 мм и менее. Предназначены для прецизионного измерения расстояний при решении задач инженерной геодезии, в маркшейдерских работах. Индекс этой группы П (применяемые в прикладной геодезии).

Буква индекса группы добавляется к букве С, обозначающей слово «светодальномер». Если светодальномер изготовлен в маркшейдерском исполнении, к букве С добавляется буква М. Цифра в названии прибора обозначает дальность действия.

В современных приборах задачи управления, вычисления и контроля решаются с помощью микроЭВМ. После наведения прибора на отражатель нажимают кнопку запуска и измерения производятся автоматически по заданной программе. Программа предусматривает: регулировку интенсивности сигнала, определение длины измеряемой и внутренней калибровочной линий, вычисление их разности на различных частотах с автоматическим переключением частот, учет постоянной приборной поправки, учет поправки за метеоусловия и вычисление среднего результата. При возможности измерения вертикального угла выполняется редуцирование наклонного расстояния на горизонтальную плоскость.

Наибольшее распространение в строительном производстве нашел светодальномер СМ-5.

Светодальномер СМ-5 относится к группе малой дальности действия (от 2 до 500 м) с погрешностью измерений порядка 30 мм и может быть использован в маркшейдерских работах. Источник излучения — полупроводниковый светоид на основе арсенида галлия (*GaAs* — диод) с длиной волны излучения 0,9 мкм. Максимум отраженного света фиксируется отклонением стрелки индикатора вправо.

Светодальномер СМ-5 (рис. 40, *а*) снабжен подставкой *2* с подъемными винтами *1*, в которой с помощью винта *9* закрепляется основание прибора *3*. К стойкам прибора *4* и *8* прикреплена ручка для переноски *6*. На стойке находится переключатель *5* (ВЫКЛ—НАВЕД—СЧЕТ). На панели управления (рис. 40, *б*) расположены стрелочный индикатор *7*, цифровое табло *9*, переключатели *10* (ГРУБО—ТОЧНО—АКК) и *4* (ИЗМЕР—00000—0 ... 9), ручка *5* (СИГНАЛ) и ручка установки контрольного отсчета *6*. На стойке находится микротелефон *3* для

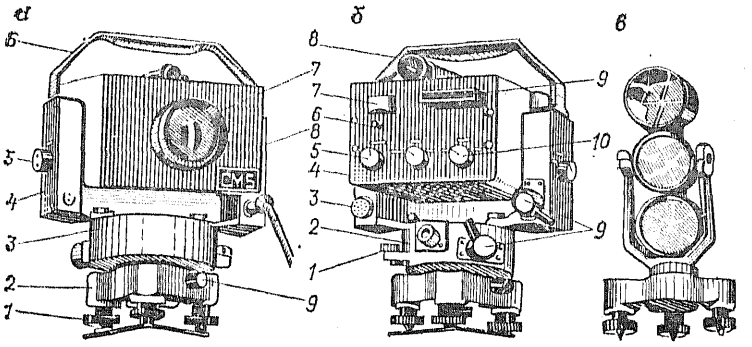


Рис. 40. Светодальномер СМ 5:
а — вид со стороны объектива; *б* — вид со стороны панели управления; *в* — отражатель

связи. На основании прибора со стороны панели расположены цилиндрический уровень *1*, окуляр оптического центрира *2* и головка *11* одного из наводящих винтов. Над панелью установлена зрительная труба *8*. В комплект СМ-5 входит отражатель (рис. 40, *в*).

В приборе СМ-5 применен импульсный метод измерения расстояний по схеме, характерной для фазового светодальномера с цифровым фазометром. Источник света излучает импульсы длительностью 15 мс. Частота следования импульсов в режиме «Точно» составляет около 15 МГц, в режиме «Грубо» — в 100 раз меньше, а частота следования счетных импульсов составляет 1,5 МГц. Все необходимые частоты получают делением частот кварцевых генераторов на 10. Счетчик цифрового фазометра подсчитывает число счетных импульсов. Счетнорешающее устройство обрабатывает многократные измерения и выдает на табло средний результат. В режиме «Грубо» цена единицы младшего разряда табло 1 см, в режиме «Точно» — 1 мм. Время измерения одного расстояния около трех минут. Масса передатчика — 3,6 кг. Источник питания — кадмиево-никелевая батарея аккумуляторов. Дальномер можно снимать с основания и устанавливать на теодолит серии Т2.

Светодальномер СМ-5 «Блеск» является усовершенствованной моделью прибора СМ-5. Отличается повышенной дальностью и точностью измерений. Дальность действия до 1000 м — с отражателем из одной призмы, и до 3000 м — с отражателем из шести призм. При ис-

пользовании блока из 18 призм можно измерить расстояние до 5 км. Средняя квадратическая погрешность измерения составляет $\pm(10$ мм $+ 5$ мм/км). Несколько изменены параметры зрительной трубы и характеристики радиотехнической части прибора. Конструкция и внешний вид прибора СТ-5 аналогичны СМ-5. Прибор имеет выход на накопитель информации.

§ 33. Определение неприступных расстояний

На практике некоторые линии пересекают реки, овраги, котлованы строящихся зданий, широкие траншеи и другие препятствия. Так как эти линии обычным способом измерить трудно, то их называют *неприступными*.

Для определения неприступного расстояния $AB = d$ (рис. 41, *а*) в треугольнике ABC измеряют базис $AC = b_1$ и углы β_1 и β_3. По теореме синусов

$$d/\sin\beta_1 = b_1/\sin\beta_2 = b_1/\sin(180° - \beta_1 - \beta_3) =$$
$$= b_1/\sin(\beta_1 + \beta_3)$$

или

$$d = b_1\,[\sin\beta_1/\sin(\beta_1 + \beta_3)]. \qquad (60)$$

Для контроля измеряют угол β_2. В треугольнике ABC должно соблюдаться условие

$$\beta_1 + \beta_2 + \beta_3 = 180°. \qquad (61)$$

В результате влияния погрешностей измерения углов это условие нарушается. Величину отклонения суммы углов от теоретического значения

$$f_\beta = (\beta_1 + \beta_2 + \beta_3) - 180°$$

называют *угловой невязкой*. Невязку распределяют с обратным знаком поровну на все углы треугольника. Для этого вычисляют поправку $\delta = -f_\beta/3$, а затем исправленные значения углов

$$\beta_1' = \beta_1 + \delta; \quad \beta_2' = \beta_2 + \delta \quad \text{и} \quad \beta_3' = \beta_3 + \delta.$$

После распределения невязки условие (61) должно выполняться. Вычисление длины неприступной линии по формуле (60) осуществляют с исправленными значениями углов.

Точность определения неприступных расстояний во многом зависит от формы треугольника. Наилучшим считается равносторонний треугольник.

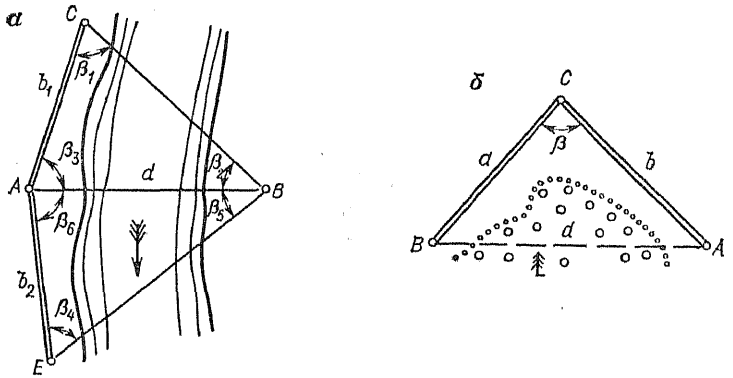


Рис. 41. Схема измерения неприступных расстояний:
а — на открытой местности; *б* — в лесу

Для повышение точности и исключения грубых просчетов длину неприступной линии рекомендуется определять из двух треугольников ABC и ABE.

Если по линии AB нет видимости (рис. 41, *б*) и невозможно определить углы в точках A и B, то измеряют длины сторон a, b и угол β, а длину неприступной линии вычисляют по формуле

$$d = \sqrt{a^2 + b^2 - 2ab\cos\beta}.$$

Наиболее благоприятным считается вариант, когда $a = b$ и угол β близок к 180°.

Глава 6
НИВЕЛИРОВАНИЕ

§ 34. Геометрическое нивелирование

Нивелирование — это вид геодезических работ по определению превышений.

Нивелирование обычно используют для определения высот точек при составлении топографических планов, карт, профилей, при перенесении проектов застройки и планировки территории по высоте. При производстве строительно-монтажных работ с помощью нивелирования устанавливают строительные конструкции в проектное положение по высоте. Применяют нивелирование при наблюдениях за осадками и деформациями зданий, для

определения вертикальных перемещений точек зданий и сооружений.

Различают следующие методы нивелирования: геометрическое, тригонометрическое, физическое и автоматическое.

Геометрическое нивелирование — это метод определения превышения с помощью горизонтального визирного луча и нивелирных реек. Для получения горизонтального луча используют прибор, который называется нивелиром. Геометрическое нивелирование широко применяется в геодезии и строительстве.

Тригонометрическое нивелирование — это метод определения превышения по измеренному углу наклона и расстоянию между точками. Его применяют при топографических съемках и при определении больших превышений.

К *физическому нивелированию* относят методы, основанные на использовании различных физических явлений: метод гидростатического нивелирования, основанный на применении сообщающихся сосудов; барометрического нивелирования, основанный на определении превышений по разностям атмосферного давления в наблюдаемых точках; радиолокационного нивелирования, основанного на отражении электромагнитных волн от земной поверхности и определении времени их прохождения.

Метод гидростатического нивелирования применяют в производстве строительно-монтажных работ для выверки конструкций в стесненных условиях. Его часто используют при наблюдениях за деформациями инженерных сооружений.

Барометрическое нивелирование применяют в начальный период инженерных изысканий. Радиолокационное нивелирование выполняют при аэрофотосъемке местности.

Автоматическое нивелирование осуществляют с помощью специальных приборов, устанавливаемых на автомобилях, железнодорожных вагонах и т. п. При автоматическом нивелировании сразу вычерчивается на специальной ленте профиль местности. Этот метод находит применение при изысканиях линейных сооружений и для контроля положения железнодорожных путей.

Геометрическое нивелирование

Известны два способа геометрического нивелирования: из середины и вперед.

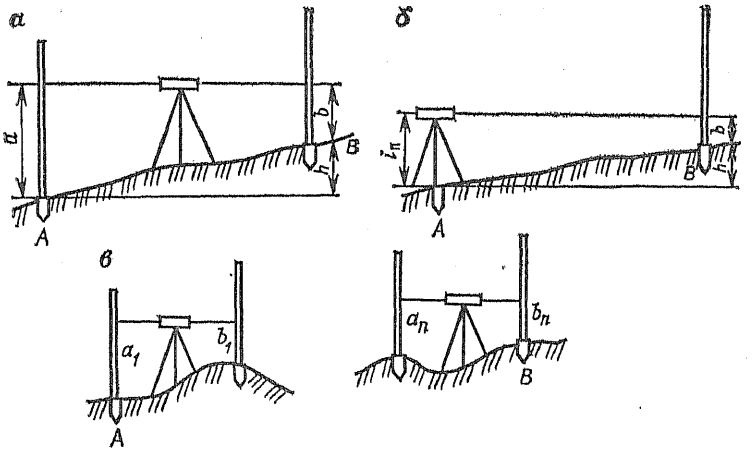


Рис. 42. Геометрическое нивелирование:
а — из середины; *б* — вперед; *в* — нивелирный ход

При нивелировании из середины (рис. 42, *а*) в точках A и B устанавливают отвесно рейки, на которых нанесены шкалы, а посередине между точками прибор — нивелир. Когда нивелирование выполняют в направлении от A к B, то рейку в точке A считают задней, а в точке B — передней. Если с помощью нивелира взять отсчеты a и b, которые соответствуют расстоянию от низа рейки до горизонтального луча, задаваемого нивелиром, то превышение будет равно

$$h = a - b. \tag{62}$$

При нивелировании вперед (рис. 42, *б*) нивелир устанавливают в точке A, измеряют высоту прибора $i_п$, а затем с помощью горизонтального луча берут отсчет b. Превышение вычисляют по формуле

$$h = i_п - b. \tag{63}$$

После определения превышения искомые высоты точек находят по формуле

$$H_B = H_A + h. \tag{64}$$

Часто возникает задача в определении высоты точки, расположенной на значительном расстоянии от точки с известной высотой (рис. 42, *в*). В этом случае от точки A до B прокладывают *нивелирный ход*, состоящий из не-

скольких станций. Превышение между точками A и B будет равно сумме превышений, измеренных на станциях:

$$h_{AB} = h_1 + h_2 + \cdots + h_n = \sum_1^n h_i.$$

Высоту точки B находят по формуле

$$H_B = H_A + h_{AB} = H_A + \sum_1^n h_i.$$

§ 35. Нивелиры, нивелирные рейки и знаки

Нивелир — это геодезический прибор, с помощью которого определяют превышения между точками. Посредством приборов, предназначенных для производства геометрического нивелирования, обеспечивается задание горизонтального визирного луча. В соответствии с ГОСТ 10528—76 в СССР выпускаются следующие нивелиры: высокоточные Н-05, точные Н-3, технические Н-10. В этих обозначениях цифры, стоящие после буквы «Н» (нивелир) указывают значения средних квадратических погрешностей определения превышений нивелирным ходом протяженностью в 1 км. Нивелиры, в зависимости от их конструкции, бывают с цилиндрическим уровнем (уровенные нивелиры) и с компенсатором. В первом случае горизонтальность визирного луча обеспечивается с помощью уровня, а во втором — компенсатором. Некоторые нивелиры снабжены лимбом для измерения или построения горизонтальных углов.

С учетом перечисленных конструктивных особенностей к названию нивелира добавляются буквы «К» и «Л», а перед буквой «Н» могут стоять цифры, обозначающие номер модели модификации прибора. Например, 2Н-10КЛ означает: вторая модификация нивелира Н-10 с компенсатором и лимбом.

В настоящее время в строительстве широко используют нивелиры Н-3, Н-3К, Н-3КЛ, Н-10Л, Н-10К и Н-10КЛ. Часто применяют нивелиры Ni-025, Ni-050 (ГДР), Ni-B5, Ni-B6 (ВНР), которые по точности могут быть приравнены к отечественным нивелирам Н-3. Кроме того, в строительных организациях находят применение нивелиры прежних выпусков НВ-1, НТ, НС 4, НТС, по своим данным соответствующие Н-3, Н-10Л, Н-3К, Н-10КЛ.

Уровенные нивелиры

Схема нивелира с цилиндрическим уровнем показана на рис. 43, *а*. Основными частями нивелира являются: подставка *7*, снабженная подъемными винтами *8*, элевационный винт *6*, зрительная труба *5*, цилиндрический уровень *4*, наводящий винт *3*, круглый уровень *1*, закрепительный винт *2*.

Основные оси нивелира: ось вращения прибора II_1, визирная ось зрительной трубы — VV_1, ось цилиндрического уровня — uu_1. Для наведения прибора на рейки используют закрепительный и наводящий винты. Круглый уровень служит для приведения оси прибора II_1 в отвесное положение.

К зрительной трубе нивелира прикреплен цилиндрический уровень. С помощью оптического блока изображение концов пузырька цилиндрического уровня видно в поле зрения трубы (рис. 43, *б*). Это позволяет во время измерений одновременно видеть в поле зрения рейку и следить за положением уровня. При совмещении изображений концов пузырька уровня пузырек находится в нульпункте. Если ось VV_1 параллельна uu_1, то с помощью элевационного винта можно наклонить трубу и, добившись совмещения концов пузырька уровня, установить ось VV_1 в горизонтальное положение.

В настоящее время на строительных площадках применяют нивелиры Н-3 и Н-10Л. Принципиальным отличием Н-10Л от Н-3 является отсутствие на подставке подъемных винтов. Подставка прибора закрепляется на

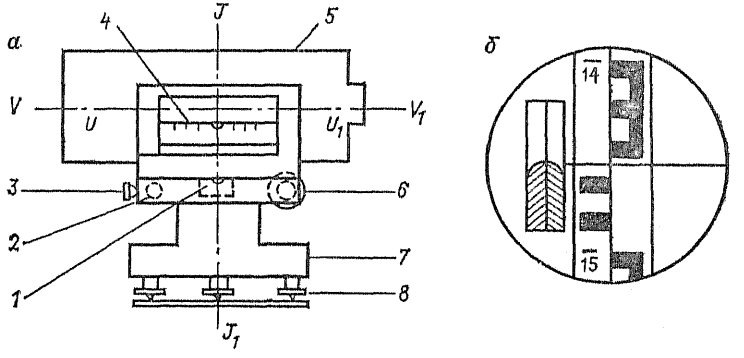


Рис. 43. Нивелир с цилиндрическим уровнем:
а — схема прибора; *б* — поле зрения трубы

шаровой головке специального штатива при помощи станового винта.

При работе с таким нивелиром установку оси вращения прибора H_1 в отвесное положение производят с помощью круглого уровня, который приводят в нуль-пункт следующим образом: рукояткой станового винта открепляют шаровую пяту, придерживая одной рукой верхнюю часть нивелира, а другой — становой винт; наклоняют прибор до установки пузырька круглого уровня в нуль-пункт и закрепляют становой винт.

Выпускаются также нивелиры с подставкой в виде клиновых дисков. Приведение оси прибора в отвесное положение осуществляется посредством вращения этих дисков.

Нивелиры с компенсаторами

В настоящее время эти нивелиры нашли широкое применение в производстве. С помощью компенсатора линия визирования нивелира автоматически устанавливается в горизонтальное положение. Таким образом, при нивелировании нет необходимости приводить пузырек уровня в нуль-пункт.

Первые нивелиры с компенсаторами появились в 1945 г. Большой вклад в разработку геодезических приборов с компенсаторами внесли советские ученые Г. К. Бесчастный, Н. А. Гусев, А. В. Мещеряков, П. Ю. Стодолкевич.

Компенсаторы бывают жидкостными и маятниковыми. При применении первых используют отражающие и преломляющие свойства жидкости, верхняя поверхность которой горизонтальна, а нижняя наклоняется вместе с прибором. Так образуется оптический клин с переменным углом.

Маятниковые компенсаторы бывают механическими и оптико-механическими. В первых горизонтальность визирного луча достигается посредством перемещения сетки нитей, а во вторых — изменением пути луча при прохождении оптических узлов, подвешенных на специальных нитях. В настоящее время разработано достаточно много различных типов компенсаторов.

Принципы устройства основных типов компенсаторов показаны на рис. 44. На рисунке: VV_1 — горизонтальное положение оси визирования; $V'V_1'$ — наклонное положение оси визирования; PP' — фокальная плоскость, в которой расположена сетка нитей трубы; f' — фокусное

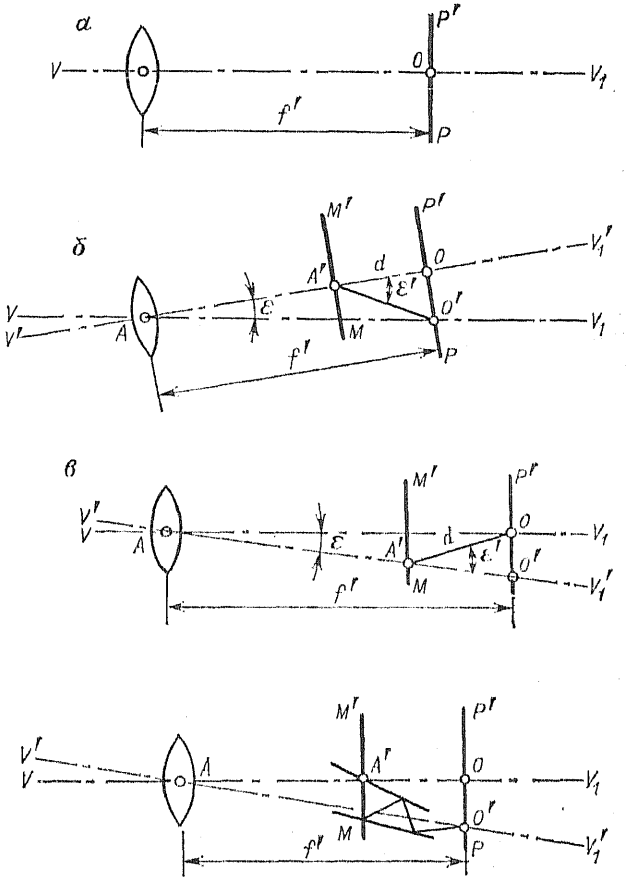


Рис. 44. Оптические схемы:

а — зрительной трубы компенсатора; *б* — компенсации поворотом сетки нитей; *в* — компенсации поворотом луча; *г* — компенсации поступательным перемещением луча

расстояние; MM' — плоскость, в которой располагается ось компенсатора.

На рис. 44, *а* видно, что, когда визирная ось горизонтальна, правильный отсчет по рейке будет взят в центре сетки, в точке O.

Если труба наклонена и визирная ось расположена на линии $V'V_1'$, будет допущена погрешность, в отсчете равная OO'. В случае, показанном на рис. 44, *б*, компенсация осуществляется поворотом сетки нитей посредством ры-

чага. При этом изображение точки O переместится в положение O'.

Из треугольников AOO' и $A'OO'$:

$$OO' = f_1 \operatorname{tg} \varepsilon; \quad OO' = d \operatorname{tg} \varepsilon'; \quad f_1 \operatorname{tg} \varepsilon = d \operatorname{tg} \varepsilon'.$$

Так как углы ε и ε' малы, то

$$f_1 \varepsilon' = d\varepsilon'; \quad f_1 = (\varepsilon'/\varepsilon)\, d,$$

а если принять $\varepsilon'/\varepsilon = K$, то

$$f_1 = Kd. \tag{65}$$

На рис. 44, *в* показан принцип работы оптического компенсатора, который меняет направление луча в точке A. Нетрудно убедиться, что и в этом случае процесс компенсации будет описываться уравнением (65).

На рис. 44, *г* показан тип компенсатора, когда осуществляется поступательное перемещение луча параллельно самому себе с помощью отражающих элементов. В этом случае $f' = K\, d\varepsilon$ или

$$f' = Kd, \tag{66}$$

где d — путь луча от точки его падения на отражающий элемент до плоскости PP'; K — коэффициент, зависящий от числа отражений визирного луча.

Уравнения (65) и (66) называют *уравнениями стабилизации*. Величину K — *коэффициентом компенсации* или *угловым увеличением компенсатора*. В современных нивелирах $K = 0{,}4 \div 6$.

Компенсаторы характеризуются величиной максимального угла ε_{max} (угол наклона визирной оси), при котором обеспечивается его работа для большинства нивелиров $\varepsilon_{max} = 10 \div 15'$.

Для выполнения высокоточного нивелирования в строительстве используют нивелиры Н-05 отечественного производства и примерно равноточные им нивелиры, выпускаемые в ГДР: Ni-002, Ni-004, Ni-007. Их используют при наблюдениях за осадками зданий и сооружений и монтаже высокоточного оборудования. С целью повышения точности определения превышений эти нивелиры имеют зрительные трубы с увеличением 40—49×, снабжены цилиндрическими уровнями с ценой деления 10—15″, а компенсаторы обладают чувствительностью до 0,05″. Чтобы повысить точность отсчетов по рейке на нивелирах этого типа устанавливают микрометры с плоскопараллельной пластиной и ценой одного деления 50 мкм. Основные тех-

Таблица 4. Технические характеристики нивелиров

Параметр	Тип нивелира					
	Н-05	Н-3	Н-10Л	Н-3К	Ni-25	Ni-B6
Увеличение зрительной трубы (v), крат.	44	30	23	30	20	28—32
Наименьшее расстояние визирования, м	3	2	1,5	2	1,5	3—5
Цена деления цилиндрического уровня (τ), угл. с.	12	15	45	—	—	—
Чувствительность компенсатора, угл. с.	—	—	—	0,4	0,5	0,2
Диапазон работы компенсатора (ε_{max}), угл. мин.	—	—	—	15	10	6
Масса, прибора, кг	6	2	1,7	2,5	1,9	4,2

нические данные о нивелирах, применяющихся при изысканиях и строительстве, даны в табл. 4.

Данные нивелиры обеспечивают возможность работы с ними людям со зрением ± 5 диоптрий, при температуре атмосферы от —30 до +50 °С.

Рейки для нивелирования выпускают согласно ГОСТ 11158—83 трех типов: РН 05, РН 3, РН 10. Буква Р— рейка, Н — нивелирная, цифрами, стоящими после букв, обозначают величину средней квадратической погрешности в мм на 1 км хода. В комплекте к каждому нивелиру даются две однотипные нивелирные рейки.

Рейки РН-3, РН-10 изготовляют из дерева хвойных пород, цельными и складными. К нижнему концу рейки (пятке) прибивается металлическая пластина толщиной 2 мм. Рейки имеют на обеих сторонах шкалы (рис. 45, *а*), выполненные в виде сантиметровых шашек.

Каждый дециметр шкал оцифрован. С одной стороны шашки наносятся черного цвета на белом фоне (черная сторона), с другой — красные на белом фоне (красная сторона). На черных сторонах реек нуль (начало шкалы) совпадает с пяткой рейки, на красных сторонах с плоскостью пятки совпадает доругой отсчет, например, 4687. Таким образом, начало отсчета по черной и красной сторонам смещено на определенную величину. Это сделано для того, чтобы контролировать правильность отсчетов в процессе нивелирования. Разность отсчетов по черной и красной сторонам одной и той же рейки — величина постоян-

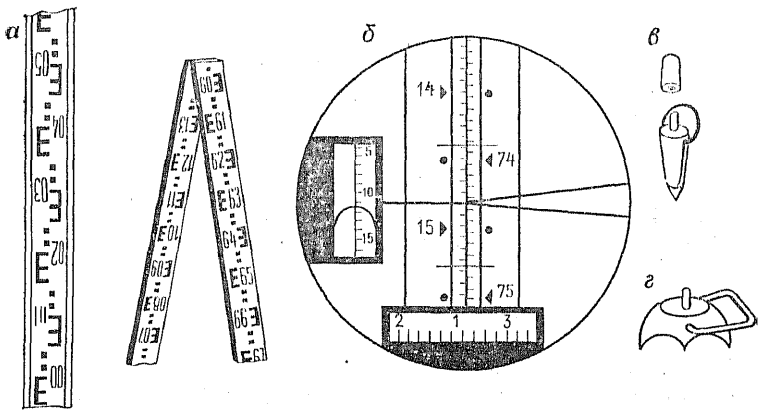


Рис. 45. Приспособления для нивелирования:
а — рейка РН-10; *б* — рейка РН-05 в поле зрения трубы; *в* — костыль; *г* — башмак

ная. Отсчеты по рейкам берут по средней нити сетки с округлением до миллиметра. Осчет на рис. 43, *б* равен 1454.

Для точной установки рейки в отвесное положение к ней прикрепляют круглый уровень или отвес. В рабочем положении рейки удерживают с помощью ручек.

В последнее время на строительстве часто применяют для нивелирования рейки со шкалой, выполненной на лавсановой пленке. Такие шкалы, свернутые в рулон, удобны при транспортировке, для работы их прикрепляют к деревянным брускам нужной длины.

Согласно ГОСТ 11158—83 шкалы на рейки РН-3 наносятся со следующими предельными погрешностями: отклонения от номинального значения длины наименьшего интервала равны 0,2 мм, допустимая разность между средней длиной метра пары реек одного комплекта — 0,8 мм. Рейки могут быть длиной 1,5; 3,0; 4,0 м, в особо стесненных условиях, например, при производстве нивелирования внутри трубопроводов используют специальные рейки длиной 0,8 и 1,0 м.

Рейки РН-05 состоят из деревянного корпуса, на который натягивают ленту со штрихами через 5 мм. Обычно имеются две шкалы — «основная» и «дополнительная». На шкалах подписываются полудециметры. Ленты изготовляют из сплава (инвара) с низким коэффициентом ли-

нейного расширения, что позволяет устранить температурные деформации шкал.

Порядок взятия отсчета с помощью нивелира Н-05 по такой рейке следующий:

после установки нивелира в рабочее положение и наведения трубы на рейку, совмещают изображение концов пузырька цилиндрического уровня;

вращая барабан микрометра, наводят биссектор или горизонтальную нить на ближний штрих шкалы (см. рис. 45, *б*);

отсчитывают полудециметры и полусантиметры, на рис. 45, *б* — 148;

берут отсчет по барабану микрометра 25, а полный отсчет 14825.

При наблюдениях за осадками зданий и других сооружений часто вместо реек используют короткие шкалы, которые прикрепляют к стенам или подвешивают на специальные реперы.

При проложении нивелирного хода в точках установки реек забивают колья или металлические штыри, на которые при нивелировании ставят рейки. Для более точного нивелирования рейки устанавливают на костыли или башмаки (рис. 45, *в*; *г*).

Костыли выполняют в виде металлических стержней со сферической головкой, на которую ставят рейку. При забивке костыля в грунт на верхнюю часть надевают крышку. *Башмак* — металлическая пластина толщиной 15—20 мм со сферической головкой для установки рейки.

Точки, высоты которых определяют в процессе нивелирования, закрепляют постоянными или временными нивелирными знаками — *реперами*. Постоянные реперы бывают грунтовые и стенные.

Грунтовой репер состоит из железобетонного пилона или металлической трубы *1* (рис. 46, *а*), якоря *4* и головки *2* для установки рейки. Рядом с репером закладывают опознавательный знак *3*.

При закладке грунтовых реперов в грунт необходимо, чтобы якорь находился на 50 см ниже наибольшей глубины промерзания. В противном случае возможен подъем (выпирание) репера под воздействием сил морозного пучения.

Стенной репер (рис. 46, *б*) изготовляют из металла и устанавливают в цокольной части каменных зданий. Предварительно в цоколе пробивают отверстие,

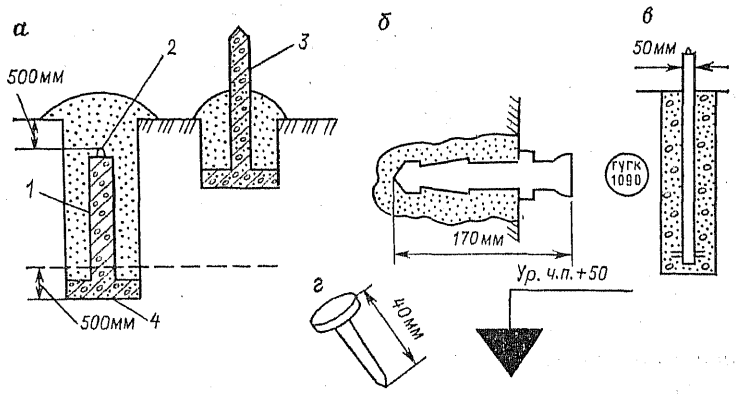


Рис. 46. Закрепление точек:

а — грунтовым репером; *б* — стенным репером; *в* — строительным репером в скважине; *г* — дюбелем; откраской

в котором закрепляют репер на цементном растворе. Для того чтобы высота стенного репера оставалась неизменной, его закладывают в заданиях, не претерпевающих существенных осадок. На строительных площадках часто используют и другие реперы (рис. 46, *в*). Эти нивелирные знаки закладывают в скважины глубиной 1,5—2,0 м, пройденные с помощью ручного бурения. В скважинах устанавливают металлическую реперную штангу, а свободное пространство заполняют бетоном.

Иногда в качестве реперов используют обечайки (металлическое обрамление) водопроводных и канализационных колодцев, на которых вырубают площадки для установки реек. На бетонных и железобетонных строительных конструкциях в качестве временных реперов используют дюбели — гвозди из твердого сплава (рис. 46, *г*), забиваемые в конструкцию, или пристреливаемые с помощью монтажного пистолета.

В процессе строительства проектных высоты часто закрепляют на существующих конструкциях несмываемой краской в виде треугольника (см. рис. 46, *г*), верхнее основание которого соответствует проектной высоте. Выше треугольника подписывают высоту или делают надпись, показывающую, какой части возводимого сооружения соответствует высота основания. Например, *Ур. ч. п.* + +*50* — уровень «чистого пола» плюс 50 сантиметров.

§ 36. Поверки и юстировки нивелиров и реек

До начала работы каждый нивелир подвергается внешнему осмотру, после чего выполняются его поверки и юстировка. При производстве поверок контролируют правильность взаимного расположения осей и частей нивелира. В случае, если обнаруживается несоответствие, его устраняют посредством юстировки исправления. Перед началом поверок нивелир устанавливают на штативе.

Поверки и юстировка нивелиров с цилиндрическим уровнем

1. *Ось круглого уровня должна быть параллельна оси вращения нивелира.* Вращая подъемные винты, приводят пузырек круглого уровня в нуль-пункт, а затем поворачивают верхнюю часть нивелира на 180°. Условие считается выполненным, если пузырек уровня остался в нуль-пункте.

Юстировку выполняют следующим образом: исправительными винтами уровня перемещают пузырек на половину отклонения и окончательно приводят его в нуль-пункт подъемными винтами нивелира. Для контроля поверку повторяют.

2. *Вертикальная нить сетки должна быть параллельна оси вращения нивелира.* Известны два способа выполнения этой поверки.

Первый способ. Устанавливают ось нивелира в отвесное положение, для чего приводят пузырек круглого уровня в нуль-пункт с помощью подъемных винтов. На расстоянии 20—25 м от нивелира подвешивают отвес. Вертикальная нить сетки должна совпадать с нитью отвеса.

Второй способ. После установки оси нивелира в отвесное положение, наводят зрительную трубу на рейку, расположенную на расстоянии 20—30 м от прибора, и берут отсчет a, затем, вращая наводящий винт, наводят сначала левый, а потом правый конец горизонтальной нити на рейку, беря каждый раз отсчеты $a_л$ и $a_п$. Условие считается выполненным, если разности $a - a_л$ и $a - a_п$ меньше 1 мм. В случае несоблюдения условия выполняют юстировку посредством поворота сетки нитей.

3. *Визирная ось трубы и ось цилиндрического уровня должны быть параллельны* $VV_1 \parallel ии_1$ (*главное условие нивелира*). Несоблюдение этого условия приводит к боль-

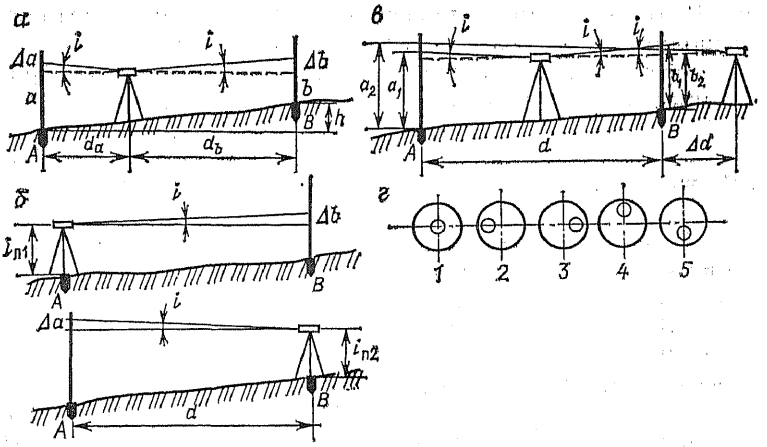


Рис. 47. Схемы поверок главного условия нивелиров:

а — влияние угла *i* на превышение; *б* — определение угла *i* двойным нивелированием; *в* — определение угла *i* нивелированием из средины и вперед; *г* — положения пузырька круглого уровня при определении погрешности компенсатора

шим погрешностям в определении превышений, если нивелир установлен не посередине (рис. 47, *а*), т. е. $d_a \neq d_b$. В этом случае, если между осями VV_1 и uu_1 имеется угол i, отсчеты по рейкам, установленным в точках A и B, изменятся соответственно на величины Δa и Δb. Тогда определяемое на станции превышение будет равно

$$h' = (a + \Delta a) - (b + \Delta b),$$

но $\Delta a = d_a \operatorname{tg} i$, $\Delta b = d_b \operatorname{tg} i$ или, по малости угла i,

$$\Delta a = d_a i/\rho, \quad \Delta b = d_b i/\rho,$$

где ρ — величина радиана.

Если принять за истинное значение превышения величину

$$h = a - b,$$

то погрешность в определении величины превышения из-за влияния непараллельности осей VV_1 и uu_1 будет равна

$$\Delta h = h' - h = [(a - b) + (i/\rho)(d_a - d_b) - (a - b)] =$$

$$= (i/\rho)(d_a - d_b).$$

Обозначив разность плеч нивелирования (расстояний от нивелира до реек) $d_a - d_b = \Delta d$, окончательно получим

$$\Delta h = (i/\rho)\,\Delta d. \qquad (67)$$

В большинстве случаев главное условие считается выполненным, если $i \leqslant 10''$.

Ниже приведены значения Δh, полученные для различных значений Δd при $i = 10''$:

Δd, м	10	15	20	25	30	40
Δh, мм	0,5	0,8	1,0	1,2	1,5	2,0

Из приведенных данных видно, что при разности плеч нивелирования 15 м погрешности могут существенно влиять на результаты измерений.

Существует несколько методов поверки главного условия. Для нивелиров Н-3 и Н-10 наиболее часто делают поверку методом двойного нивелирования (рис. 47, *б*). На местности забивают в точках A и B колья или устанавливают нивелирные башмаки. Расстояние AB должно быть 50—75 м. Сначала устанавливают нивелир таким образом, чтобы его окуляр находился под точкой A и измеряют высоту прибора $i_{п1}$ рулеткой или рейкой. Берут отсчет по рейке в точке B. При наличии угла i этот отсчет будет содержать погрешность Δb. Меняют нивелир и рейку местами, измеряют высоту прибора $i_{п2}$ и берут отсчет a. Превышение между точками A и B по результатам первого измерения равно

$$h = i_{п1} - (b - \Delta b), \tag{68}$$

по результатам второго —

$$h = (a - \Delta a) - i_{п2}. \tag{69}$$

Приравнивая (68) и (69), получим формулу для вычисления угла i:

$$i_{п1} - (b - \Delta b) = (a - \Delta a) - i_{п2},$$

но $\Delta a = \Delta b = (id)/\rho$, тогда

$$i_{п1} - b + (i/\rho)\, d = a - (i/\rho)\, d - i_{п2};$$

$$i = \frac{(a + b) - (i_{п2} + i_{п1})}{2d}.$$

При выполнении поверки, указанные измерения делают три раза и за окончательное значение угла принимают среднее арифметическое $i_{ср}$. При этом расхождение между значениями угла в каждом измерении $i_{ср}$ не должно превышать $5''$. Если $i_{ср} \leqslant 10''$, то условие считается выпол-

ненным. Если $i_{ср} > 10''$, то производят юстировку. Вычисляют исправленный отсчет по одной из формул

$$a_{исп} = a - \frac{i_{ср} d}{\rho}; \quad b_{исп} = b - \frac{i_{ср} d}{\rho}. \tag{70}$$

Отсчет следует вычислять по первой формуле, если нивелир во время юстировки стоит у точки B и по второй, если он находится у точки A.

Вращая элевационный винт, добиваются, чтобы отсчет по рейке равнялся исправленному отсчету, вычисленному по одной из формул (70). При этом изображения концов пузырька уровня в поле зрения трубы сместятся. С помощью исправительных винтов цилиндрического уровня совмещают изображение концов пузырька уровня. После юстировки поверку необходимо повторить.

Поверка главного условия может быть выполнена и без измерения высоты прибора (рис. 47, *в*). Для этого на местности закрепляют так же, как и при вышеуказанном методе точки A, B и отмечают середину между ними $d_a = d_b$. Устанавливают нивелир посередине и определяют превышение $h = a_1 - b_1$. Так как $d_a = d_b$, на значении h не скажется влияние непараллельности осей VV_1 и uu_1.

Устанавливают нивелир в точке B', расположенной от точки B на расстоянии Δd, равном 4—5 м, и берут отсчеты a_2 и b_2. При наличии угла i эти отсчеты будут содержать соответствующие погрешности. Превышение в этом случае получим из выражения

$$h = \left[a_2 - \left(\frac{i}{\rho} D + \frac{i}{\rho} \Delta d\right)\right] - \left(b_2 - \frac{i}{\rho} \Delta d\right),$$

где $D = d_a + d_b$.

Приравнивая эти превышения, получим формулу для вычисления угла

$$i = \frac{(a_2 - b_2) - (a_1 - b_1)}{D} \rho.$$

Юстировку выполняют аналогично первому методу, когда нивелир установлен в точке B. Исправленный отсчет при этом находят по формуле

$$a_{2\,исп} = a_2 - (D + \Delta d) \frac{i_{ср}}{\rho}.$$

В настоящее время для нивелиров Н-3 заводы-изготовители рекомендуют после выполнения вышеуказанных

поверок и юстировок определять значение средней квадратической погрешности на станции при расстояниях до реек 100 м. Рейки устанавливают от нивелира на расстояниях 100 м, неравенство плечей нивелирования Δd не должно превышать 2 м. Объем измерений должен составлять 10 серий. В каждой серии 10 раз определяют превышение по черной и красной сторонам реек. После каждого определения изменяют высоту прибора.

Значение средней квадратической погрешности в серии находят по формуле

$$m_j = \sqrt{\frac{\sum_1^{10} \Delta h_i^2}{9}},$$

где j — номер серии, i — номер измерения, $\Delta h_i = h_i - h_{ср}$.

Значение средней квадратической погрешности на станции равняется

$$m_{ст} = \sqrt{\frac{\sum_1^{10} m_j^2}{10}}.$$

Считают, что нивелир удовлетворит требованиям ГОСТа, если $m_{ст} \leqslant 2$ мм.

Поверки нивелиров с компенсатором

Поверки и юстировки круглого уровня и сетки нитей выполняются так же, как у нивелиров с цилиндрическим уровнем. После этого выполняют поверку главного условия: *визирная ось в нивелире с компенсатором, установленным в рабочее положение, должна быть горизонтальной.* Поверку выполняют так же, как и для нивелиров Н-3 и Н-10 (см. рис. 47, *в*). При невыполнении этого условия юстировку выполняют посредством перемещения сетки нитей с помощью ее исправительных винтов таким образом, чтобы отсчет по рейке был равен $a_{гисп}$. После выполнения юстировки следует еще раз повторить поверку сетки нитей.

Помимо указанных поверок для этих нивелиров делают поверку работы компенсатора.

Визирная ось должна быть горизонтальной при наклонах оси нивелира в пределах расчетного угла компенсации. Нивелир устанавливают посередине между рейками, отстоящими одна от другой на 100 м. Приводят

пузырек круглого уровня на середину *1* (рис. 47, *г*), берут отсчеты по рейкам a_1 и b_1. Определяют превышение $h_1 = a_1 - b_1$. Затем — превышения h_2, h_3, h_4, h_5 при смещенных положениях пузырька круглого уровня *2*. Разности между этими превышениями и h_1 не должны превышать 5 мм для нивелиров Н-3К и 7 мм для нивелиров Н-10К. Юстировка выполняется в заводских условиях.

Поверки реек

Перед началом работы производят внешний осмотр и поверки реек. Для реек, снабженных круглыми уровнями, необходимо выполнять поверку условия: *ось круглого уровня должна быть параллельна оси рейки*. Поверку выполняют следующим образом: на кронштейн, укрепленный на боковой стороне рейки, подвешивается отвес, по которому устанавливают рейку вертикально. Если пузырек круглого уровня в нуль-пункте — условие выполнено. В противном случае исправительными винтами круглого уровня пузырек приводят в нуль-пункт.

Перед началом нивелирования необходимо определить разности высот нулей реек. Для этого обе рейки поочередно ставят на забитый в землю колышек или башмак и при помощи нивелира, установленного примерно в 10—15 м, берут по ним 4 раза отсчеты.

После каждой пары отсчетов изменяют высоту прибора. Разности отсчетов по черным сторонам двух реек не должны превышать 1 мм. Разности отсчетов по красной и черной сторонам одной и той же рейки дают разности нулей рейки.

Согласно ГОСТ 111 58—83 для реек РН-3 отклонения номинального значения длины наименьшего интервала не должны превышать 0,2 мм, допустимая разность между средней длиной метра пары реек из одного комплекта — 0,8 мм.

Соответствие реек этим требованиям рекомендуется проверять один раз в год с помощью контрольной линейки. Такая линейка имеет длину 1050 мм. На одном конце ее имеется шкала с делениями по 1 мм, а на другом — по 0,2 мм. Отсчеты по шкалам берут с помощью лупы с точностью до 0,02 мм. Линейка снабжена термометром. При проверке реек в результаты измерений вводятся поправки за изменение температуры и за компарирование линейки в соответствии с ее уравнением, приведенным в паспорте.

§ 37. Точность определения превышений на станции геометрического нивелирования

На каждой станции геометрического нивелирования превышения определяют по черной и красной сторонам реек, и за окончательное значение h принимают среднее арифметическое.

Таким образом превышение будет равно:

$$h = 0{,}5\,(h_ч + h_к) = 0{,}5\,((a_ч - b_ч) + (a_к - b_к)), \qquad (71)$$

где $h_ч$, $h_к$ — превышения, полученные соответственно по черной и красной сторонам реек; $a_ч$, $b_ч$ — отсчеты по черным сторонам задней и передней рейки; $a_к$, $b_к$ — то же по красным сторонам реек.

Обозначим средние квадратические погрешности отсчетов по черной и красной шкале задней и передней рейки соответственно $m_{a_ч}$, $m_{a_к}$, $m_{b_ч}$, $m_{b_к}$. Если принять, что $m_{a_ч} = m_{a_к} = m_{b_ч} = m_{b_к} = m_{отс}$, с учетом (71) получим

$$m_h = 0{,}5\sqrt{4m_{отс}^2} = m_{отс}.$$

Рассмотрим основные источники систематических и случайных погрешностей, влияющие на величину $m_{отс}$.

Систематические погрешности

Погрешность за кривизну Земли и рефракцию. При выведении формул (62)—(64) и изложении теории геометрического нивелирования считалось, что уровенная поверхность горизонтальна. В действительности это не так. На рис. 48 дана реальная схема геометрического нивелирования, где показана уровенная поверхность Q, от которой отсчитывают абсолютные высоты H_A и H_B. Если провести уровенную поверхность P через точку A, видно, что превышение между точками A и B равняется

$$h' = a_1 - b_1.$$

Расстояния от нивелира до реек — d_a и d_b.

Если полагать, что луч, задаваемый нивелиром, горизонтален (перпендикулярен к радиусу Земли R в точке стояния прибора), то для того, чтобы получить значения a_1 и b_1, необходимо ввести поправки за кривизну Земли, равные

$$k_a = a_1 - a_0; \quad k_b = b_1 - b_0. \qquad (72)$$

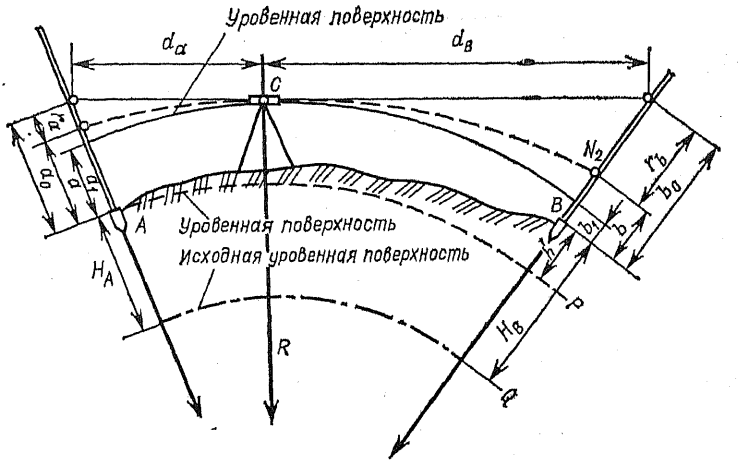


Рис. 48. Схема влияния кривизны Земли и рефракции на результаты геометрического нивелирования

Известно, что влияние кривизны Земли на высоты точек определяется по формуле $k = d^2/2R$. Тогда для задней и передней реек получим

$$k_a = \frac{d_a^2}{2R}; \quad k_b = \frac{d_b^2}{2R}. \tag{73}$$

Однако визирный луч проходит через слои атмосферы с различной плотностью и искривляется. Это явление носит название *вертикальной рефракции*. Таким образом луч отклонился от горизонтального направления на величину

$$r_a = a_0 - a; \quad r_b = b_0 - b. \tag{74}$$

Величины r_a и r_b называют поправками за рефракцию, их можно вычислить по формуле, аналогичной (73), т. е.

$$r_a = \frac{d_a^2}{2R_a}; \quad r_b = \frac{d_b^2}{2R_b}, \tag{75}$$

где R_a, R_b — радиусы кривых N_1C и CN_2.

Заметим, что превышение при нивелировании из середины находят по формуле (62), как разность отсчетов. Найдем погрешность этого превышения за счет влияния кривизны Земли и рефракции

$$\Delta h = h - h' = a - b - a_1 + b_1.$$

Подставляя в это выражение значения a и b из (72)—(74), получим

$$\Delta h = -\frac{d_a^2}{2R} - \frac{d_a^2}{2R_a} + \frac{d_b^2}{2R} + \frac{d_b^2}{2R_b}. \qquad (76)$$

Проанализируем полученную формулу: если $d_a = d_b$, $R_a = R_b$, то $\Delta h = 0$. Таким образом, если нивелир установлен точно посередине нивелируемой линии и радиусы рефракционных кривых равны, кривизна Земли и рефракция не будут влиять на величину измеряемого превышения.

Практически R_a не бывает равным R_b, и поэтому влияние рефракции сказывается на результатах нивелирования из середины. Если $d_a \neq d_b$, измеренное превышение будет отличаться от истинного на величину Δh.

Радиус рефракционной кривой зависит от температуры, влажности, давления атмосферы и других факторов. Отношение

$$k = \frac{R}{R_a}$$

называют *коэффициентом рефракции* или *земного преломления*. Среднее значение k часто принимают равным 0,16. Величину $f = k - r$ называют *поправкой за совместное влияние кривизны Земли и рефракции*.

Воспользовавшись выражениями (73) и (75), найдем величину этой поправки

$$f = \frac{d_a^2}{2R} - \frac{d_a^2}{2R_a}, \quad \text{но} \quad R_a = \frac{R}{k},$$

поэтому

$$f = \frac{d_a^2}{2R} - \frac{kd_a^2}{2R} = \frac{d_a^2}{2R}(1 - 0{,}16) = 0{,}42\,\frac{d_a^2}{R}.$$

При нивелировании вперед в результаты определения превышений полностью войдет величина f.

Если расстояние от нивелира до рейки $d = 100$ м, при $R \cong 6 \cdot 10^6$ м получим $f = 0{,}42\ (10^4/6 \cdot 10^6) = 7 \cdot 10^{-4} = 0{,}7$ мм. Такая погрешность для многих инженерно-геодезических работ не является существенной, что позволяет применять нивелирование вперед при съемках, изучении рельефа земной поверхности, составлении профилей и ряде других работ без учета влияния кривизны Земли и рефракции.

Для получения более точных результатов необходимо в превышения вводить поправки по формуле (76).

При проложении нивелирных ходов для того, чтобы избежать накопления погрешностей, применяют, как правило, только метод геометрического нивелирования из середины, ограничивая величину разности плеч ($d_a - d_b$) в зависимости от необходимой точности определения превышений.

Погрешность за негоризонтальность визирного луча и неравенство плеч $\lambda_{гу}$ (нарушение главного условия) вызывает систематическую погрешность при разности плеч на станции. Если разность плеч обозначить через $\Delta d = d_a - d_b$, а угол отклонения визирной оси от горизонта через i, то погрешность определения превышения можно определить по формуле (67).

Для расчета точности возьмем наибольшие допускаемые значения $i = 10''$ и $\Delta d = 10$ м $= 10^4$ мм. Тогда

$$\lambda_{гу} = \frac{10}{206\,265} \cdot 10^4 = 0{,}5 \text{ мм}.$$

Подобный расчет выполняют при назначении допуска величины Δd. Обычно на производстве назначают величину Δd такой, чтобы она не оказала существенного влияния на погрешность $m_{отс}$.

Случайные погрешности

Средняя квадратическая погрешность m_0 отсчета по шкале рейки. В процессе нивелирования отсчет по рейке с сантиметровыми шашками производят до миллиметров. Таким образом на глаз оценивают десятые доли. Погрешность отсчета зависит от величины t деления рейки, расстояния d от нивелира до рейки и увеличения v трубы. По результатам экспериментальных наблюдений получена формула

$$m_0 = 0{,}03t + 0{,}2d/v, \qquad (77)$$

где d выражено в метрах, а t — в миллиметрах.

Принимая для распространенного на практике случая: $d = 150$ м, $t = 10$ мм и $v = 23\times$, согласно табл. 4 для нивелира Н-10, получим

$$m_0 = 0{,}03 \cdot 10 + 0{,}2\,\frac{150}{23} = 1{,}6 \text{ мм}.$$

Средняя квадратическая погрешность m_c совмещения изображения концов пузырька цилиндрического уровня определяется по формуле

$$m_c = m_\tau d/\rho, \qquad (78)$$

где m_τ — средняя квадратическая погрешность установки пузырька цилиндрического уровня в нуль-пункт в угловой мере. Значение m_τ зависит от цены деления уровня τ. В том случае, когда пузырек приводят на середину, наблюдая за его положением невооруженным глазом, принимают $m_\tau = 0{,}1\tau$. В современных нивелирах (см. § 36) используют контактные уровни, и точность установки повышается до $m_\tau = 0{,}04\tau$.

При $d = 150$ м и $\tau = 45''$ для нивелира Н-10 получим

$$m_\tau = 0{,}04 \cdot 45 = 1{,}8''; \quad m_c = \frac{1{,}8'' \cdot 150 \cdot 10^3}{206\,265''} = 1{,}4 \text{ мм}.$$

Среднюю квадратическую погрешность $m_д$ делений рейки при расчетах можно принять 0,5 мм для реек РН-3 и 1 мм для реек РН-10.

Согласно (19) средняя квадратическая погрешность $m_{отс}$ будет равна

$$m_{отс} = \sqrt{m_0^2 + m_c^2 + m_д^2}.$$

Подставив полученные значения погрешностей, получим

$$m_{отс} = \sqrt{1{,}6^2 + 1{,}4^2 + 1{,}0^2} = 2{,}3 \text{ мм},$$

но, согласно (71), $m_h = m_{отс} = 2{,}3$. Тогда предельная погрешность определения превышения на станции нивелиром Н-10 при расстояниях до реек 150 м составит

$$\Delta_{пред} = 3m_h = 3 \cdot 2{,}3 = 6{,}9 = 7 \text{ мм}.$$

Следует иметь в виду, что данный расчет является приближенным, в нем не учтен целый ряд источников случайных и систематических погрешностей, таких как наклон реек, оседание башмаков и штатива, изменение внешних условий и т. п., поэтому в нормативных допусках $\Delta_{пред}$ принимают равной 10 мм.

§ 38. Производство нивелирования

Для определения высот точек на строительных площадках в основном применяют техническое нивелирование, для создания обоснования — нивелирование

IV класса, а при наблюдениях за осадками зданий — высокоточное нивелирование короткими лучами.

Техническое нивелирование

Для технического нивелирования используют нивелиры Н-10, Н-3 и рейки РН-3, РН-10.

Работу на станции выполняют в следующей последовательности.

1. На крайние (связующие) точки A и B нивелируемой линии устанавливают рейки, а на равном удалении от них — нивелир. Неравенство плеч на станции не должно превышать 10 м.

2. Нивелир приводят в рабочее положение, наводят трубу на заднюю рейку и берут отсчет по черной ее стороне $a_ч$.

3. Наводят трубу на переднюю рейку и берут отсчет сначала по черной, а затем по красной стороне $b_ч$ и $b_к$.

4. Наводят трубу на заднюю рейку и берут отсчет по красной стороне $a_к$.

5. Если кроме связующих точек A и B необходимо дополнительно определить высоты точек C_1, C_2, ..., C_n промежуточных точек, то заднюю рейку последовательно устанавливают на эти точки и берут отсчеты c_1, c_2, ..., c_n по черной стороне. При выполнении ответственных работ отсчеты на промежуточных точках производят по обеим сторонам рейки. При использовании уровенных нивелиров перед каждым отсчетом пузырек приводят в нульпункт.

6. Для контроля вычисляют разность нулей передней $РО_п = a_к - a_ч$ и задней $РО_з = b_к - b_ч$ реек. Расхождения разности нулей по абсолютной величине не должно превышать 5 мм.

7. На каждой станции вычисляют значения превышений, определяемых по черным и красным сторонам реек:

$$h_ч = a_ч - b_ч, \quad h_к = a_к - b_к.$$

Измерения считают выполненными правильно, если

$$|h_ч| - |h_к| \leqslant 5 \text{ мм}.$$

В техническом нивелировании расстояние от нивелира до реек не должно превышать 120 м. В отдельных случаях при благоприятных условиях измерений и определении высот точек для выполнения земляных работ допускается длина плеча до 150 м.

Высоту (отметку) передней точки вычисляют по формуле

$$H_B = H_A + h.$$

Высоты промежуточных точек удобно вычислять через горизонт прибора ГП. *Горизонт прибора — это высота визирного луча над исходной уровенной поверхностью.*

$$\text{ГП} = H_A + a = H_B + b.$$

Для вычисления высот промежуточных точек в этом случае используют выражение

$$H_C = \text{ГП} - C.$$

Нивелирование IV класса

Для нивелирования IV класса используют нивелиры Н-3 и рейки РН-3. Расстояние на станции от прибора до реек не должно превышать 100 м. Порядок работы на станции, как в техническом нивелировании, но расстояния до реек определяют нитяным дальномером с помощью отсчетов по верхней дальномерной нити при наблюдениях черных сторон реек. Это позволяет контролировать неравенство плеч, которое не должно превышать 5 м. Расхождения между превышениями по черной и красной сторонам реек на станции по абсолютной величине не должны превышать 5 мм.

Высокоточное нивелирование короткими лучами

При выполнении наблюдений за осадками и деформациями зданий и сооружений, а также при выверке технологического оборудования часто используют метод геометрического нивелирования коротким лучом.

Как следует из формул (76)—(78), погрешности определения превышений на станции при геометрическом нивелировании уменьшаются при сокращении расстояния от прибора до реек. Поэтому для повышения точности определения превышений ограничиваются расстояниями, не превышающими 50 м. Такой способ определений называют нивелирование короткими лучами.

Измерения выполняют с помощью нивелиров Н-05 и инварных реек. Часто используют специальные подвесные реечки и шкалы. При определении превышения по основной и дополнительной шкале реек РН-05 среднюю квадратическую погрешность в миллиметрах можно опреде-

лить по формуле $m_h = 0{,}014 + 0{,}0014d$, где d — расстояние от нивелира до рейки в м. Последовательность взятия отсчетов по основной и дополнительной шкалам такая же, как и при техническом нивелировании и нивелировании IV класса. Расстояния от нивелира до реек определяют с помощью рулетки или специального тросика. При этом разность расстояний в зависимости от необходимой точности измерений не должна превышать 0,1—0,5 м.

Иногда нивелирование коротким лучом выполняют приборами Н-3. Однако для повышения точности отсчета вместо реек используют шкалы с делениями 1, 2 или 5 мм. В этом случае отсчеты по шкалам берут с округлением соответственно до 0,1; 0,2; 0,5 мм.

Методом геометрического нивелирования коротким лучом превышения могут быть определены со средней квадратической погрешностью 0,02—0,5 мм.

§ 39. Тригонометрическое нивелирование

При тригонометрическом нивелировании (рис. 49) над точкой A устанавливают теодолит и измеряют высоту прибора $i_п$, а в точке B устанавливают рейки. Для определения превышения h измеряют угол наклона ν, горизонтальное проложение d и фиксируют высоту визирования v (отсчет, на который наведен визирный луч).

Из рис. 49 видно, что

$$B_1B_2 = d \operatorname{tg} \nu; \quad B_1B_3 = B_1B_2 + i_п;$$

$$h = BB_3 = B_1B_3 - v.$$

Тогда

$$h = d \operatorname{tg} \nu + i_п - v. \tag{79}$$

При использовании тригонометрического нивелирования для топографических съемок в качестве визирной цели в точке B устанавливают нивелирную рейку. В этом случае d определяют с помощью нитяного дальномера.

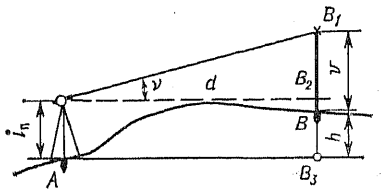


Рис. 49. Схема тригонометрического нивелирования

Известно, что

$$d = (Kn + c)\cos^2 \nu.$$

Подставив это значение в (146), получим формулу для вычисления превышения

$$h = (Kn + c)\cos^2 \nu \operatorname{tg} \nu + i_{\text{п}} - v;$$
$$h = (1/2)(Kn + c)\sin^2 \nu + i_{\text{п}} - v. \qquad (80)$$

В процессе нивелирования на открытой местности при измерении угла ν удобно визировать на точку, расположенную на высоте прибора.

Для этого на отсчете по рейке, равном $i_{\text{п}}$, привязывают ленту. Тогда при $i_{\text{п}} = v$ формула (147) примет вид $h = (1/2)(Kn + c)\sin 2\nu$.

Для получения средней квадратической погрешности тригонометрического нивелирования найдем частные производные (79):

$$\frac{\partial h}{\partial d} = \operatorname{tg} \nu; \quad \frac{\partial h}{\partial \nu} = \frac{d}{\cos^2 \nu}; \quad \frac{\partial h}{\partial i_{\text{п}}} = 1; \quad \frac{\partial h}{\partial v} = 1.$$

Подставляя частные производные и значения средних квадратических погрешностей измеренных элементов в формулу (17), получаем

$$m_h^2 = m_d^2 \operatorname{tg} \nu + \frac{d^2}{\cos^4 \nu} \frac{m_\nu^2}{\rho^2} + m_i^2 + m_v^2, \qquad (81)$$

где m_h — средняя квадратическая погрешность определения превышений тригонометрическим нивелированием. Обычно m_i и m_v бывают меньше 1 см и ими в расчетах точности можно пренебречь. При углах $|\nu| \leqslant 5°$, можно принять $\operatorname{tg} \nu = \nu/\rho$, $\cos \nu = 1$. С учетом этого формула (79) примет следующий вид

$$m_h^2 = (\nu^2 m_d^2 + d^2 m_\nu^2)(1/\rho^2). \qquad (82)$$

Предположим, что $\nu = 5° = 300''$, $d = 100$ м, угол измерен теодолитом Т30 и $m_v = 0{,}5$, а расстояние определялось нитяным дальномером с относительной погрешностью 1/400.

Средняя квадратическая погрешность расстояния будет $m_d = d/400 = 0{,}25$ м.

Подставляя эти данные в (82), получаем

$$m_h^2 = (300^2 \cdot 0{,}25^2 + 100^2 \cdot 0{,}5^2)(1/3438^2) = 0{,}00069;$$
$$m_h = \sqrt{0{,}00069} = 0{,}026 \text{ м}.$$

Обычно при тригонометрическом нивелировании превышения измеряют дважды (в прямом и обратном направлениях) и за окончательное значение принимают среднее арифметическое.

Тогда окончательно получим среднюю квадратическую погрешность превышения, измеренного в прямом и обратном направлениях при $d = 100$ м

$$M_h = m_h/\sqrt{2} = 0{,}026/\sqrt{2} \approx 0{,}02 \text{ м}.$$

Предельную ошибку превышения с измерением углов теодолитом Т30 и расстояний нитяным дальномером принимают равной

$$\Delta_{\text{пред}} = 2M_h = 0{,}04 \text{ м}.$$

Погрешность определения превышений методом тригонометрического нивелирования может быть уменьшена, если измерять углы наклона и расстояния более точными приборами.

Однако следует иметь в виду, что на результатах тригонометрического нивелирования сказывается влияние вертикальной рефракции и кривизны Земли. Поэтому при производстве точного тригонометрического нивелирования вводят соответствующие поправки.

Глава 7
СПЕЦИАЛЬНЫЕ ВИДЫ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ

§ 40. Створные измерения

Створ — это вертикальная плоскость, проходящая через две закрепленные на местности точки A и B (рис. 50). Несторность точек M_i, т. е. их отстояние от этой плоскости, характеризуется линейной величиной Δ_i — перпендикуляром M_0M_i, или угловой величиной α_i — горизонтальным углом между створом и направлением на определяемую точку M_i. Связь между линейной и угло-

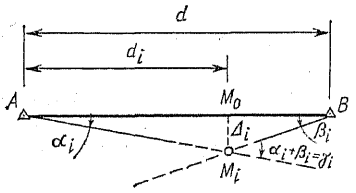


Рис. 50. Схема линейной и угловой несторности точки

вой величинами нестворности определяется выражением

$$\Delta_i = d_i \operatorname{tg} \alpha_i, \tag{83}$$

где d_i — расстояние до определяемой точки M_i от точки A. Так как угол α_i мал, то $\operatorname{tg} \alpha_i = \alpha_i/\rho$ и выражение (83) примет вид

$$\Delta_i = d_i \alpha_i / \rho. \tag{84}$$

Аналогично для створа BA нестворность точек M_i характеризуется линейной величиной Δ_i и угловой величиной, определяемой углом β_i. Связь между ними определяется выражением

$$\Delta_i = (d - d_i)\, \beta_i / \rho. \tag{85}$$

Угловые величины нестворности α_i и β_i относительны, т. е. определяются направлением створа — AB или BA.

Полная угловая величина нестворности $\gamma_i = \alpha_i + \beta_i$ позволяет не учитывать направление створа. Из выражений (84) и (85) имеем

$$\frac{\alpha_i}{\rho} = \frac{\Delta_i}{d_i} \quad \text{и} \quad \frac{\beta_i}{\rho} = \frac{\Delta_i}{(d - d_i)}.$$

Сложив эти равенства, получим

$$\frac{\gamma_i}{\rho} = \frac{\alpha_i}{\rho} + \frac{\beta_i}{\rho} = \Delta_i \frac{d_i + (d - d_i)}{d_i\,(d - d_i)}.$$

Обозначим величину $d_i/(d - d_i)$, характеризующую удаленность точки M_i от точек A и B, через k. Тогда

$$\frac{\gamma_i}{\rho} = \frac{\Delta_i}{d} \frac{(1 + k)^2}{k}$$

или

$$\Delta_i = \frac{k}{(k + 1)^2}\, d\, \frac{\gamma}{\rho}. \tag{86}$$

Створные измерения включают в себя построение створа и определение относительно него нестворности точек. Линейные измерения величины Δ_i называются прямыми створными измерениями, а определение ее по формулам (86) — косвенными.

Построение створа осуществляется тремя способами: визуальным, механическим, оптическим.

При визуальном способе створ образуют два механических отвеса, подвешенные и центрированные над точками A и B (см. рис. 50). Нестворность точек M_i

определяется визуально наблюдателем, находящимся за отвесом в точке A. Наблюдатель ориентирует свой взгляд так, чтобы нить отвеса в точке A затеняла нить отвеса к точке B. Тогда при наличии несторности точек M_i они окажутся смещенными относительно полученной таким образом вертикальной линии. Визуальный способ применяют для приведения наблюдаемых точек в створ. При этом по команде наблюдателя рабочий перемещает марку (шпильку, колышек) до положения, при котором она окажется на видимой наблюдателем вертикальной линии.

При механическом способе между точками A и B натягивается струна (тросик, провод, прочная нить и т. п.), относительно которой наблюдатель непосредственным измерением определяет линейную величину несторности точки M_i. Механический способ применяется при установке в проектное положение строительных конструкций. Точность определения створа 2—5 мм.

При оптическом способе створ реализуется линией визирования оптического прибора, чаще всего теодолита.

В оптическом способе прямого визирования в пункте A устанавливают теодолит, а в пункте B — опорную визирную марку в виде экрана с центрально симметричной и контрастной окраской. Далее тщательно наводят визирную ось теодолита на центр опорной марки.

Определение несторности путем измерения малых углов сводится к измерениям углов α_i и расчету величины Δ_i по формуле (85).

В этом способе точность определения угла α_i в основном зависит от: погрешности визирования на опорную марку m_{b1}; погрешности визирования на определяемую точку m_{b2}; погрешности, обусловленной перефокусированием зрительной трубы при наведении на опорную марку и наблюдаемую точку, $m_{\text{фок}}$.

Поэтому $m_\alpha^2 = m_{b1}^2 + m_{b2}^2 + m_{\text{фок}}^2$. Принято считать, что $m_{b1} = m_{b2} = m_{\text{фок}} = m_B$, тогда

$$m_\alpha = m_B \sqrt{3}. \qquad (87)$$

Отклонения Δ_i точки от створа вычисляют по формуле (86). Обычно погрешности определения расстояний d_i и $d—d_i$ в створных измерениях малы. Тогда, используя

формулу (17) для определения погрешности функции общего вида, имеем

$$m_\Delta^2 = \left(\frac{\partial \Delta}{\partial \alpha}\right)^2 m_\alpha^2 = \frac{d_i^2}{\cos^4 \alpha_i}\left(\frac{m_\alpha}{\rho}\right)^2. \qquad (88)$$

Подставляя (87) в (88), окончательно получим

$$m_{\Delta_i} = \frac{d_i}{\cos^2 \alpha_i}\frac{m_B\sqrt{3}}{\rho}.$$

Вычислим среднюю квадратическую погрешность определения отклонений по формуле

$$m_{\Delta_i} = \frac{k}{(k+1)^2} d\,\frac{m_{\gamma i}}{\rho}.$$

Но $\gamma_i = \alpha_i + \beta_i$. Тогда, приняв $m_{\alpha_i} = m_{\beta_i} = m_\beta\sqrt{3}$, получим

$$m_{\Delta i} = \frac{k}{(k+1)^2} d\,\frac{m_B\sqrt{6}}{\rho}.$$

При возможности установки теодолита непосредственно в точке M_i несторность ее определяется путем измерения тупого угла $\angle AM_iB$ с последующим вычислением несторности по формуле (86), принимая во внимание $\gamma_i = 180^\circ - \angle AM_iB$.

Кроме рассмотренных способов створных измерений в практике высокоточных инженерно-геодезических работ при строительстве и монтаже технологического оборудования крупных сооружений применяются оптические способы: коллиматорный, автоколлимационный, дифракционный, с использованием оптических квантовых генераторов, — позволяющие автоматизировать процесс измерений и значительно повысить их точность.

§ 41. Вертикальное проецирование

Вертикальным проецированием называют процесс нахождения точек, лежащих на одном перпендикуляре к горизонтальным плоскостям. Положение перпендикуляра задают одной из его точек. Отметим, что все точки данного перпендикуляра имеют одинаковые плановые координаты X и Y.

Проецирование называется *зенитным*, когда определяемая точка расположена выше заданной, и *надирным* — ниже заданной.

Вертикальное проецирование используется для установки различных конструкций в вертикальное положение, определения наклонов строительных конструкций, кренов башенных сооружений и передачи координат с одной горизонтальной плоскости на другие. При монтаже строительных конструкций горизонтальные плоскости обычно называют монтажными плоскостями или горизонтами.

В зависимости от используемых средств для получения отвесной линии вертикальное проецирование подразделяется на механическое и оптическое.

Механическое проецирование осуществляется с помощью проволочных или нитяных отвесов. Отвес представляет собой подвешенную за один конец проволоку (нить) с прикрепленным к свободному концу грузом, центр тяжести и острие которого находятся на продолжении проволоки. Массу груза и толщину проволоки подбирают в зависимости от длины отвеса:

Длина отвеса, м	20	40	60
Диаметр проволоки, мм	0,3	0,4	0,5
Масса груза, кг	10	15	25

Для успокоения колебаний отвеса груз опускают в емкость, наполненную маслом. Вязкость масла должна быть такой, чтобы она позволила отвесу в течение 10—15 с занять вертикальное положение. Иногда вместо масла используют воду с опилками.

С помощью отвеса координаты точки могут передаваться на монтажные горизонты как сверху вниз, так и снизу вверх. При благоприятных внешних условиях (безветреная погода) точность передачи координат характеризуется величиной средней квадратической погрешности равной 1,5—2,0 мм при длине отвеса до 60 м [9]. При неблагоприятных внешних условиях величина средней квадратической погрешности в среднем равна 5 см.

При передаче координат отвесами длиной до 20 м вместо проволоки используют прочную нить или леску. Масса груза у таких отвесов колеблется от 0,2 до 2,0 кг. Средние квадратические погрешности передачи координат этими отвесами равны 0,5—2,0 см для благоприятных погодных условий и 2—5 см для неблагоприятных.

Оптическое визуальное проецирование осуществляется с помощью приборов, называемых оптическими центрирами. Для оптических центриров основным условием является отвесность визирного луча.

Таблица 5. **Технические характеристики оптических центриров**

Тип прибора	Увеличение зрительной трубы, крат	Цена деления уровня, сек. дуги	Относительная средняя квадратическая погрешность проецирования	Масса прибора, кг	Направление проецирования
Технические оптические центриры					
Оптический лот-аппарат	2,8	120	1 : 5 000	0,9	Надир
ОДО ЦО-30	2,5	30	1 : 5 000	0,4	Зенит, надир
Оптический центрир Т 555	3	120	1 : 5 000	1,0	То же
Точные оптические центриры					
ZNL	9	30	1 : 30 000	1,6	Зенит, надир
OL	22,5	20	1 : 5 000	3,7	То же
Высокоточные оптические центриры					
PZL	31,5	—	1 : 100 000	3,8	Зенит
ПОВП	30,5	—	1 : 200 000	6,3	Зенит, надир
ЦО-1	30±5	—	1 : 100 000	4,0	Зенит

Контроль этого условия осуществляют с помощью уровней или компенсаторов наклона.

К классу оптических центриров с уровнями относятся и оптические отвесы. Оптические центриры позволяют выполнять как зенитное, так и надирное проецирование.

В настоящее время в СССР и за рубежом серийно выпускаются как самостоятельные приборы, различные по конструкции (уровенные, с компенсатором) и точности (технические, точные, высокоточные), оптические центриры. Характеристики некоторых типов оптических центриров приведены в табл. 5.

Рассмотрим на примере оптического центрира ОДО (рис. 51, *а*, *б*) оптический двусторонний отвес — конструктивное решение наиболее распространенных типов уровенных центриров.

Центрир ОДО при работе устанавливается в стандартную подставку теодолита. Перед использованием центрира необходимо проверить соблюдение следующих геометрических условий.

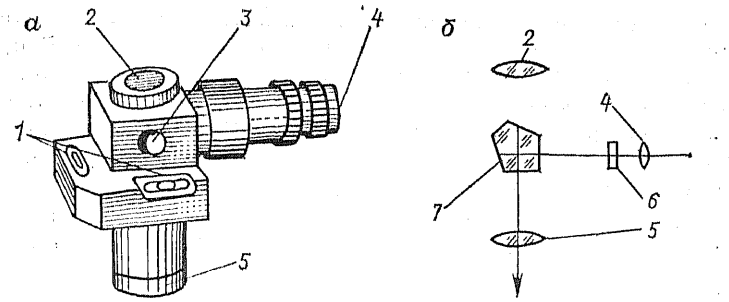


Рис. 51. Оптический двусторонний отвес:
а — устройство; *б* — оптическая схема

1. *Перпендикулярность осей цилиндрических уровней 1* и геометрической оси вращения прибора. Поверку выполняют как у теодолитов.

2. *Совмещение оптических центров объективов и вершины преломленного пентапризмой луча с осью вращения центрира.*

Соблюдение этого условия зависит от правильности установки объективов *2*, *5* и пентапризмы *7* в приборе и обеспечивается в заводских условиях.

3. *Совпадение выходящих из оптической системы лучей с осью вращения центрира.*

Соблюдение этого условия зависит от правильности изготовления пентапризмы и установки сетки нитей *6* прибора.

Для выполнения поверки тщательно приводят прибор в рабочее положение и отмечают проекцию центра сетки нитей на горизонтальной плоскости, расположенной на расстоянии около 10 м выше прибора. Затем поворачивают окулярную часть зрительной трубы прибора на 180° и снова отмечают проекцию центра сетки нитей на плоскости. Отрезок между точками делят пополам и отмечают карандашом положение его середины. Далее, перемещая исправительными винтами сетку нитей, добиваются совмещения ее центра с меткой середины отрезка. После этого проверку условия повторяют при расположении горизонтальной плоскости выше прибора на расстоянии около 1 м. При этом расстояние между точками проекций центра сетки нитей не должно превышать 0,4 мм. Если это расстояние окажется более 0,4 мм, то ОДО необходимо отправить в мастерскую, так как у него нарушено

второе условие. Убедившись в соблюдении второго условия, выполняют проецирование центра сетки нитей при начальном и развернутом на 180° положениях окулярной части зрительной трубы на горизонтальную плоскость, расположенную на расстоянии около 10 м ниже прибора. При этом расстояние между точками проекций центра сетки нитей не должно превышать 3 мм.

При массовой проверке ОДО порядок их исследований может быть изменен. В этом случае сначала проверяют соблюдение второго и третьего условий, а затем первого. Для проверки второго и третьего условий к любому неподвижному основанию жестко прикрепляют подставку теодолита так, чтобы ось втулки подставки занимала приблизительно горизонтальное положение. Оптический центрир цапфой вставляется во втулку подставки и зажимается в ней винтом подставки. Отмерив по оси втулки подставки в одну и другую стороны от нее равные расстояния порядка 10 м, устанавливают в этих точках два вертикальных экрана. Затем осуществляют проецирование центра сетки нитей ОДО на один экран при начальном и развернутом на 180° положениях окуляра, и перемещением исправительных винтов сетки нитей добиваются совмещения ее центра с меткой середины отрезка. Пододвигают экран к подставке и устанавливают его примерно на расстоянии 1 м. Повторяют проецирование центра сетки нитей на экран при двух положениях окуляра *4*. Расстояние между точками проекций центра сетки не должно превышать 0,4 мм.

При большем расстоянии ОДО необходимо отправить в мастерскую, так как у него нарушено второе условие. Убедившись в соблюдении второго условия, устанавливают переключатель направления *3* на визирование на другой экран и повторяют проецирование центра сетки нитей при двух положениях окуляра. Если расстояние между точками проекций не превышает 3 мм, то третье условие считается выполненным. Бо́льшая величина расстояния между точками указывает на то, что пентапризма изготовлена с недопустимыми погрешностями. В этом случае прибор бракуется, или центрирование им, при заданном положении переключателя направления, должно выполняться только при двух положениях окуляра, т. е. зафиксированная в натуре точка должна совпадать с серединой отрезка, заданного точками проекций центра сетки нитей ОДО.

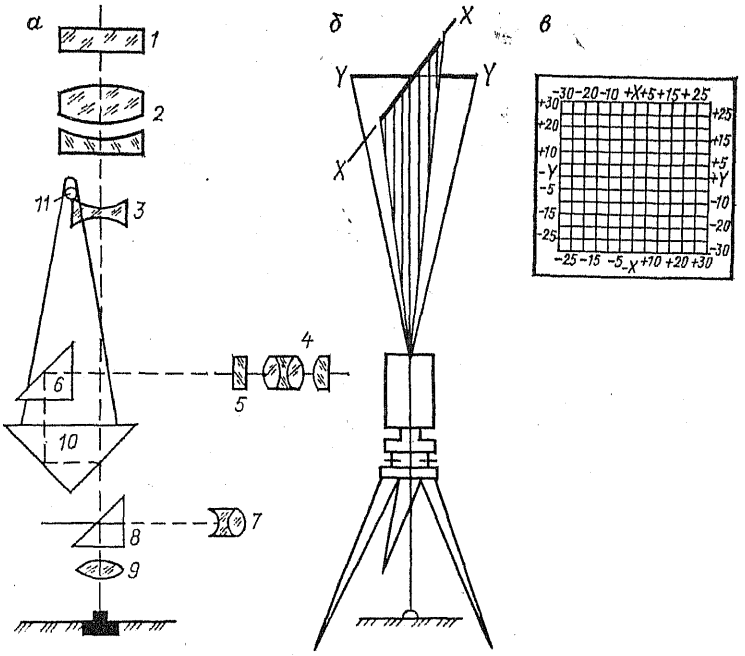


Рис. 52. Оптический центрир PZL:
а — оптическая схема; *б* — схема проецирования; *в* — палетка

В настоящее время при строительстве зданий и сооружений высотой более 15 м широко используется оптический центрир PZL (рис. 52, *а*). Он имеет зрительную трубу прямого изображения для визирования в зенит, состоящую из защитного стекла *1*, объектива *2*, фокусирующей линзы *3*, окуляра *4*, сетки нитей *5*. Стабилизация линии визирования осуществляется компенсатором наклона, представляющим собой подвешенный по оси *11* маятник с прикрепленными к нему прямоугольной призмой *10* и механическим воздушным демпфером. Средняя квадратическая погрешность установки компенсатора равна 0,15″. Визирование в надир осуществляется отдельно оптическим центриром, состоящим из окуляра *7*, поворотной призмы *8* и объектива *9*. Перед началом работ необходимо выполнить следующие поверки.

1. Ось цилиндрического уровня должна быть перпендикулярна оси вращения прибора. Поверку выполняют как у теодолита.

2. Ось круглого уровня должна быть параллельной оси вращения прибора. После выполнения первой поверки исправительными винтами круглого уровня приводят его пузырек на середину.

3. Наводящий винт должен иметь плавный ход. Регулировка плавности хода винта осуществляется путем передвижения установочной гайки при его полном вывинчивании.

4. Зажимной рычажок горизонтального вращения прибора должен работать надежно. Регулировка зажима производится путем поворота рычажка вниз до получения желаемого зажима при частично вывернутых винтах, находящихся на рычажке, после чего их необходимо завинтить.

5. Визирный луч, выходящий из оптического отвеса, должен совпадать с осью вращения PZL. Поверка выполняется аналогично третьей поверке ОДО.

6. Визирный луч, выходящий из оптического зенита, должен быть отвесным и совпадать с осью вращения прибора. Поверка выполняется в заводских условиях.

Проецирование точек с помощью PZL (рис. 52, *б*) осуществляется в следующей последовательности. Устанавливают PZL на штативе, приводят прибор в рабочее положение и центрируют оптическим отвесом над исходной точкой. На монтажном горизонте, примерно на одной отвесной линии с PZL устанавливают неподвижно палетку (рис. 52, *в*), представляющую собой лист оргстекла, на котором нанесена оцифрованная в двух взаимноперпендикулярных направлениях координатная сетка с шагом равным 5 мм.

Вследствие того, что компенсатор PZL работает в плоскости, перпендикулярной его оси подвеса, то в отвесное положение приводится не линия визирования, а плоскость визирования, содержащая горизонтальный штрих сетки нитей. Поэтому положение проецируемой точки на монтажном горизонте однозначно определится как пересечение двух взаимноперпендикулярных плоскостей визирования. Для полного исключения погрешностей из-за нарушения юстировки элементов оптической системы PZL положение каждой проецируемой плоскости визирования рекомендуется определять как среднее между начальным и развернутым на 180° положениями прибора.

Для определения положения проецируемой точки на палетке выполняют следующие действия. Разворачивают

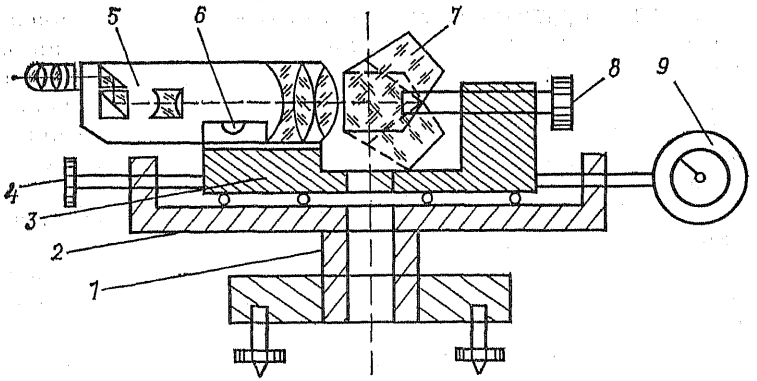


Рис. 53. Устройство ПОВП

алидадную часть PZL по азимуту и добиваются параллельности горизонтального штриха сетки и координатной оси Y палетки. Берут отсчет $a_0 = 21{,}4$ по палетке в ее делениях. Разворачивают алидадную часть по ходу часовой стрелки, устанавливают горизонтальный штрих сетки параллельно оси X палетки и берут отсчет $b_{90} = 8{,}4$. Поворачивая далее алидадную часть по ходу часовой стрелки, устанавливают горизонтальный штрих сетки параллельно оси Y и берут отсчет $a_{180} = 22{,}2$, затем — параллельно оси X и берут отсчет $b_{270} = 9{,}2$.

Величины разностей отсчетов a_0 и a_{180}, b_{90} и b_{270} при проецировании точки на монтажный горизонт не должны различаться более чем на 0,2 деления палетки. Положение проецируемой точки (место нуля МО) на палетке находят по формулам

$$MO_X = \frac{a_0 + a_{180}}{2} = 21{,}8; \quad MO_Y = \frac{b_{90} + b_{270}}{2} = 8{,}8. \qquad (89)$$

Отечественный прибор оптического вертикального проецирования — ПОВП (рис. 53) позволяет осуществлять с одинаковой погрешностью как надирное, так и зенитное проецирование. Зрительной трубой ПОВП служит труба нивелира *5* с компенсатором и горизонтальной осью визирования. Для установки зрительной трубы в рабочее положение прибор имеет установочный цилиндрический уровень *6* с ценой деления 20—30″. Перед объективом зрительной трубы установлена пентапризма *7*, изменяющая направления проецирования с помощью переключателя направления *8*.

Зрительная труба совместно с пентапризмой укреплена на столике *3*, который перемещается микрометренным винтом *4* по направляющим *2*, жестко скрепленным с полой вертикальной осью *1* прибора. Величину перемещения столика в пределах 10—12 мм отсчитывают по микрометренному винту *4* или по индикатору часового типа *9* с точностью 0,01 мм.

В ПОВП должны соблюдаться следующие геометрические условия.

1. Ось цилиндрического уровня должна быть перпендикулярна оси вращения прибора. Поверка условия производится как у теодолита.

2. Плоскость визирования ПОВП должна быть отвесной.

Из-за неизбежных погрешностей изготовления пентапризмы и юстировки зрительной трубы прибора это условие может быть соблюдено только для зенитного или надирного проецирования. Поэтому для исключения влияния этого условия рекомендуется измерения ПОВП производить в такой же последовательности, как и для PZL.

Поверка второго условия для зенитного проецирования выполняется в такой последовательности. ПОВП устанавливают на штативе и на двух высотах h_1 и h_2 над ним крепят марки *1* и *2* в виде ниточных крестов, натянутых на рамки.

Разворачивая зрительную трубу прибора по азимуту, добиваются параллельного расположения горизонтального биссектора сетки нитей зрительной трубы и одной из нитей марки *1*. Вращением микрометренного винта ПОВП изображение нити марки вводят в биссектор и берут отсчет a_0 по винту. Повернув зрительную трубу на 180°, повторяют перечисленные действия и берут отсчет a_{180}. Отсчет места нуля прибора — MO_1, определяющий положение его оси вращения, вычисляют по формуле (89).

Повторяют аналогичные действия и определяют значение MO_2 для марки *2*. Если плоскость визирования не отвесна, то $MO_1 \neq MO_2$. Далее вычисляют угол наклона плоскости проецирования по формуле

$$\alpha = \frac{MO_2 - MO_1}{h_1 - h_2}\rho,$$

где ρ в секундах.

Значение отсчета, при котором плоскость проецирования после преломления луча в пентапризме будет занимать отвесное положение, равно

$$МО_{верт} = МО_1 - \alpha\frac{h_1}{\rho} = МО_2 - \alpha\frac{h_2}{\rho},$$

где α и ρ в секундах.

Исправление угла наклона проецируемой плоскости выполняют следующим образом. Устанавливают отсчет $МО_1$ и совмещают биссектор зрительной трубы со штрихом наблюдаемой марки посредством перемещения прибора по головке штатива. Затем устанавливают вращением микрометренного винта отсчет $МО_{верт}$. При этом биссектор сетки нитей сместится с наблюдаемой нити марки на величину α (h_1/ρ) для высоты h_1. Действуя исправительными винтами сетки нитей зрительной трубы, совмещают горизонтальный биссектор с нитью наблюдаемой марки.

ПОВП также используют для определения смещений в пределах ± 6 мм марок, установленных выше и ниже прибора относительно его оси вращения. Величину смещения при этом определяют по формуле

$$q = a_0\ (b_{90}) - МО = МО - a_{180}\ (b_{270}).$$

При определении смещений горизонтальный биссектор сетки нитей зрительной трубы совмещается со штрихом марки путем перемещения столика микрометренным винтом.

Основными источниками погрешностей оптического проецирования являются центрирование прибора над исходной точкой $(m_ц)$, приведение линии визирования в отвесное положение по уровню или с помощью компенсатора $(m_с)$, отсчета по палетке или визирования на марку $(m_о)$ и фиксации точки на монтажном горизонте $(m_ф)$. Погрешность оптического центрирования обычно принимают равной $m_ц = 0{,}5$ мм.

Погрешность приведения линии визирования в отвесное положение с помощью уровня можно вычислить по формуле (78). Для $m_\tau = 5''$ и высоты проецирования $h = d = 100$ м получим

$$m_с = \frac{0{,}1 \cdot 5 \cdot 100\,000}{206\,265} = 0{,}2 \text{ мм}.$$

Погрешность отсчета по палетке вычислим по формуле (77). Для цены деления палетки $t = 5$ мм, при увеличении

зрительной трубы $v = 30\times$ и высоте проецирования $h = d = 100$ м, получим

$$m_0 = 0{,}03 \cdot 5 + 0{,}2 \cdot 100/30 = 0{,}8 \text{ мм}.$$

Погрешность фиксации точки на монтажном горизонте принимают равной $m_ф = 0{,}5$ мм.

Общую погрешность вертикального проецирования вычисляют по формуле

$$m = \sqrt{m_ц^2 + m_с^2 + m_о^2 + m_ф^2}. \quad (90)$$

Подставляя полученные значения погрешностей в (90), получаем

$$m = \sqrt{0{,}5^2 + 0{,}2^2 + 0{,}8^2 + 0{,}5^2} = 1{,}1 \text{ мм}.$$

§ 42. Гидростатическое нивелирование

Гидростатическое нивелирование основано на свойстве жидкости в сообщающихся сосудах устанавливаться на одном уровне. Измеряя по отвесным линиям расстояния от точек A и B до поверхности жидкости в сообщающихся сосудах, можно вычислить превышение между этими точками по известной формуле геометрического нивелирования

$$h = З - П, \quad (91)$$

где З — высота задней точки, П — передней.

Гидростатическое нивелирование широко применяется в инженерной геодезии при прокладке подземных коммуникаций, установке и монтаже технологического оборудования, изучении динамики смещения пород, для наблюдений за осадками плотин и стен тоннелей, мостов, турбин, опор вращающихся печей, фундаментов различных агрегатов.

Гидростатический нивелир (рис. 54, *а*) представляет собой два измерительных сосуда *1* со шкалами *2*, соединенные гибким шлангом. Сосуды заполняют подкрашенной жидкостью. Шкалы на сосудах нанесены через 1 мм. Нуль делений шкалы обычно совмещен с верхним срезом сосуда или точкой его подвеса. Для повышения точности отсчеты уровня жидкости в сосуде берут с помощью поплавков *3*.

При измерениях превышений устанавливают сосуды в определяемых точках A и B (рис. 54, *б*) и берут отсчеты

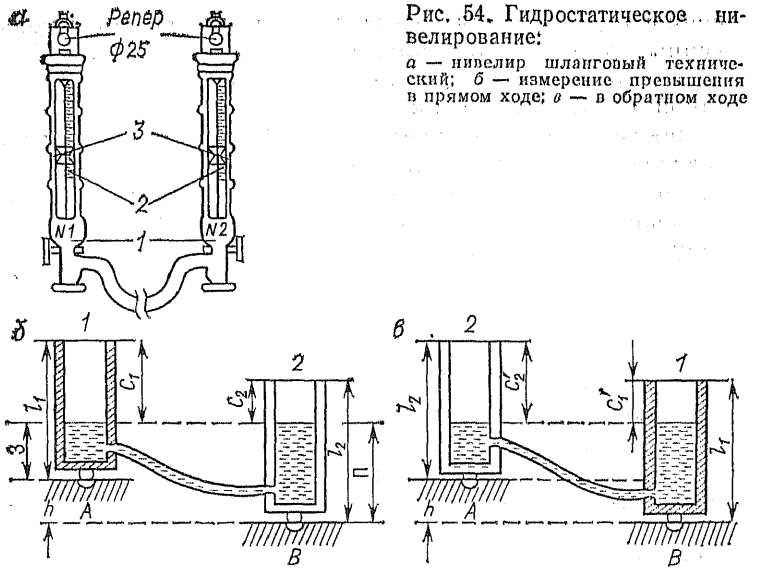


Рис. 54. Гидростатическое нивелирование:
а — нивелир шланговый технический; *б* — измерение превышения в прямом ходе; *в* — в обратном ходе

C_1 и C_2 по шкалам сосудов. Обозначив высоты сосудов, установленных в точках A и B, соответственно через l_1 и l_2 запишем $З = l_1 - C_1$ и $П = l_2 - C_2$. Подставляя эти величины в (91), получим

$$h = (C_2 - C_1) - (l_2 - l_1). \qquad (92)$$

Для любого гидростатического нивелира разность $l_2 - l_1$ является постоянной величиной; эту величину называют местом нуля и обозначают через МО. Тогда

$$h = C_2 - C_1 - МО. \qquad (93)$$

Для вычисления величины МО необходимо поменять сосуды местами (рис. 54, *в*) и вновь определить превышения между точками A и B. Произведя отсчеты C_2' и C_1', запишем

$$h = (l_2 - C_2') - (l_1 - C_1') \qquad (94)$$

или

$$h = (C_1' - C_2') + (l_2 - l_1) = C_1' - C_2' + МО. \qquad (95)$$

Решая уравнения (92) и (94) относительно h и МО, получим

$$h = \frac{(C_2 - C_1) + (C_2' - C_1')}{2}; \quad МО = \frac{(C_2 - C_1) - (C_2' - C_1')}{2}.$$

Таблица 6. **Характеристики гидростатических нивелиров**

Параметры	Тип нивелира		
	УГС-115	Нивелир Мейссера	НШТ-1
Длина шкал измерительных элементов, мм	25	100	200
Цена деления шкалы, мм	1	1	1
Тип отсчетного устройства	Микрометренный винт	Микрометренный винт	Индекс
Цена деления отсчетного устройства, мм	0,01	0,01	—
Диапазон измерения превышений, мм	25	100	200
Длина планга, м	10	30	10
Средняя квадратическая погрешность определения превышения, мм	0,01	0,02	0,5
Диаметр отверстия планга, мм	10	9	9
Масса мерного сосуда, кг	4,4	4	0,8
Масса прибора в рабочем состоянии, кг	12	12	3,5
Диаметр сосуда, мм	40	42	50

Методика двойного нивелирования с взаимной перестановкой сосудов повышает точность определения превышения, но увеличивает трудозатраты. Техническое нивелирование обычно проводят без перестановок сосудов с учетом предварительно определенной величины МО. При этом превышения, в зависимости от положения сосудов, вычисляют по формулам (93) и (95).

Точность определения превышений зависит, в основном, от погрешностей отсчитывания C_1 и C_2. Отсчитывание для изображенного на рис. 54, *а* гидростатического нивелира НШТ-1 (нивелир шланговый технический) производится по индексам поплавков. Для повышения точности отсчитывания в точных гидростатических нивелирах используется микрометренный винт. Технические характеристики выпускаемых промышленностью гидростатических нивелиров приведены в табл. 6.

Основными источниками погрешностей в гидростатическом нивелировании являются влияние капиллярности и неравновесия жидкости в сосудах, неточность установки прибора на определяемых точках (нивелируемых поверхностях), перепад давления и температуры воздуха; для

УГС (уровень гидростатический) и нивелира Мейссера — контактирование острия стержня и мениска жидкости.

Экспериментально установлено, что колебательный процесс жидкости в гидростатической системе прекращается через 2—3 минуты после установки прибора. Влияние капиллярности пренебрегаемо мало при диаметре сосуда свыше 30 мм. Погрешность контактирования острия стержня с мениском жидкости воды при медленном повороте винта не превышает 0,01 мм.

Погрешность установки прибора на нивелируемой поверхности зависит от чистоты ее обработки. Влияние этой погрешности на превышение должно быть исследовано для разовых определений превышений. В случае многократного измерения превышения необходимо устанавливать гидростатические сосуды на одни и те же места нивелируемой поверхности.

Влияние перепадов давления и температуры воздуха при работе в закрытых помещениях не превышает 0,03 мм. При работе на открытых площадках определение превышений со средней квадратической погрешностью меньше 0,1 мм невозможно.

При работе с гидростатическими нивелирами Мейссера и УГС необходимо следить за тем, чтобы жидкость в сосудах сообщалась, т. е. чтобы краны, перекрывающие доступ жидкости в шланг, были открыты. При переносе сосудов, во избежание утечки жидкости, эти краны должны быть закрыты.

§ 43. Микронивелирование

Для приведения в горизонтальное положение опорных плоскостей и контроля формы поверхностей строительных деталей применяют монтажные уровни с ценой деления 10 и 20″.

Для ускорения и повышения точности определения форм поверхностей используют специальные приборы — микронивелиры, отличающиеся от монтажных уровней бо́льшей базой (расстоянием между опорами) и использованием уровня с ценой деления 5″. Микронивелиры могут иметь постоянную и переменную базу. На рис. 55, *а* показан микронивелир с переменной базой. В корпусе микронивелира *5* находится продольный уровень *6* с ценой деления 5″ и поперечный уровень *7* с ценой деления 1′.

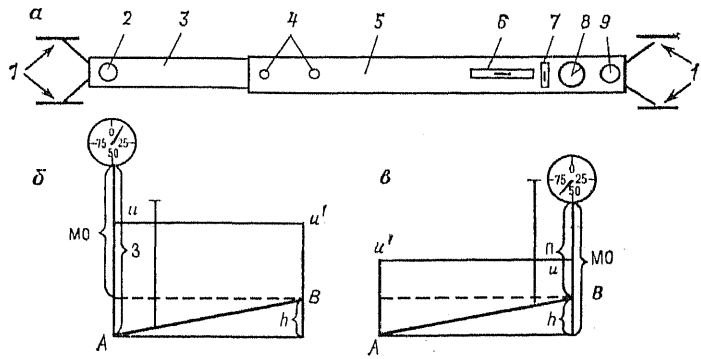


Рис. 55. Микронивелирование:
а — устройство микронивелира; *б* — схема определения превышения в прямом ходе; *в* — в обратном

Опорный шток выполнен подвижным (на рис. 55, *а* он не виден), он механически связан с индикатором часового типа *8*. В корпус микронивелира входит штанга *3*, имеющая на свободном конце неподвижный шток — опору *2*. Зажим штанги в корпусе осуществляется винтами *4*. Подъемным винтом *9* пузырек продольного уровня приводится в нуль-пункт. Для передвижения прибора по выверяемой поверхности и удержания его от опрокидывания на концах микронивелира имеются ролики *1*. База прибора может меняться от 900 до 1200 мм.

Определение превышения между точками *A* и *B* с помощью микронивелира состоит из следующих действий. Перемещая штангу в корпусе микронивелира, добиваются положения, при котором его опоры будут установлены в точки *A* и *B*. Зажимают винтами штангу в корпусе и устанавливают в точку *A* подвижную опору с индикатором *8*, а в точке *B* — неподвижную опору *2*. Пусть после приведения пузырька уровня в нуль-пункт вращением подъемного винта *9* ось уровня *uu'* займет горизонтальное положение, а отсчет по индикатору будет равен З (рис. 55, *б*). Развернув прибор на 180° (рис. 55, *в*) и приведя пузырек в нуль-пункт (ось *uu'* горизонтальна), получим отсчет П.

Обозначая отсчет по индикатору, при котором ось продольного уровня параллельна линии, соединяющей опорные точки, через МО и учитывая, что в индикаторе с увеличением длины подвижной штанги отсчет умень-

шается, а превышение точки B над A положительно, запишем

$$h = \text{МО} - \text{З} = \text{П} - \text{МО},$$

откуда

$$h = (\text{П} - \text{З})/2 = (\text{З} - \text{П})/2; \qquad (96)$$

$$\text{МО} = (\text{З} + \text{П})/2.$$

При сохранении взаимного положения всех частей микронивелира значение МО должно быть постоянным. Резкое изменение величины МО свидетельствует о нарушении взаимного положения частей микронивелира.

Средняя квадратическая погрешность определения одного превышения микронивелиром вычисляется из зависимости (96) по формуле

$$m_h = m_0\sqrt{2}, \qquad (97)$$

где m_0 — средняя квадратическая погрешность отсчетов П и З.

Погрешность отсчета зависит от точности установки прибора по уровню $m_у$, показаний индикатора $m_и$ и шероховатости нивелируемой поверхности $m_ш$.

Совместное влияние этих погрешностей определяется по формуле

$$m_0 = \sqrt{m_у^2 + m_и^2 + m_ш^2}. \qquad (98)$$

Величина $m_у$ для микронивелиров с визуальной системой приведения пузырька уровня в нуль-пункт определяется формулой (78). Для базы нивелира $b = d = 1000$ мм и $\tau = 5''$ получим $m_у = 0{,}0024$ мм. Для индикаторов часового типа с пределом измерений 10 мм $m_и = 0{,}02$ мм. Влияние шероховатости характеризуется величиной $m_ш \leqslant 0{,}01$ мм при классе чистоты поверхности от шестого и более.

Подставив приведенные величины в (97) и (98), получим величину средней квадратической погрешности определения одного превышения микронивелиром, равную 0,01 мм, которая подтверждается и результатами многочисленных производственных работ.

§ 44. Лазерные приборы

В настоящее время для определения превышений, створных измерений и инженерно-геодезических работ в строительстве широко используют оптические квантовые генераторы (лазеры). В этих приборах взамен не-

видимого визирного луча используют видимый лазерный луч, который создает в пространстве опорную линию для монтажа конструкций зданий или для планировки участка. Наибольшее применение в строительстве находят лазерные приборы: лазерный теодолит, лазерный нивелир, лазерный центрир и лазерный визир. Измерительные устройства таких приборов служат для установки пучка излучения по заданному направлению в пространстве.

Основными компонентами оптического квантового генератора (ОКГ) являются активное вещество и резонатор. Активное вещество ОКГ тем или иным способом приводят в возбужденное состояние, стимулирующее частицы рабочего вещества к световому излучению. Резонатор необходим для синхронизации излучения, приводящей к его когерентности, т. е. излучению волны одной длины. В зависимости от природы рабочего вещества ОКГ лазеры бывают твердотелые, газовые, жидкостные и полупроводниковые. В геодезических приборах наибольшее применение находят газовые лазеры и, частично, полупроводниковые в светодальномерах.

Для уменьшения расходимости лазерного луча используют зрительные трубы геодезических приборов. Луч, выходящий из лазера, имеет угол расходимости 5—10′ и диаметр 1—2 мм. Для получения луча с малой расходимостью его пропускают через отфокусированную на бесконечность зрительную трубу в направлении окуляр-объектив. При этом угол расходимости луча уменьшается до величины, определяемой отношением

$$\theta/\theta_1 = f_{ок}/f_{об},$$

где θ — угол расходимости луча на выходе из зрительной трубы; θ_1 — угол расходимости лазера; $f_{ок}$, $f_{об}$ — фокусные расстояния соответственно окуляра и объектива.

Как правило, комплект лазерных приборов и устройств состоит из двух пространственно разнесенных частей — передающей и приемной.

Передающая часть формирует в пространстве опорный луч или плоскость и состоит из лазерного излучателя и блока питания. Приемная часть представляет собой рейку, экран или фотоприемник, с помощью которых регистрируют положение луча в пространстве.

Лазерные геодезические приборы выполнены с сохранением работоспособности всех механических узлов в следующих трех конструктивных вариантах.

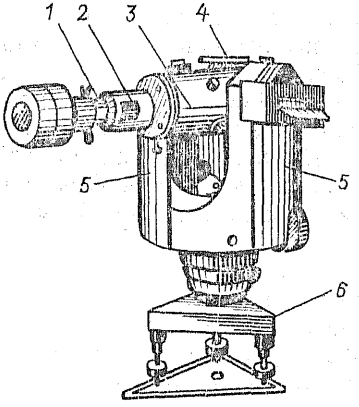


Рис. 56. Лазерный визир ЛВ-5М

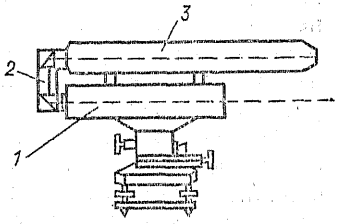


Рис. 57. Лазерная приставка ПЛ-1

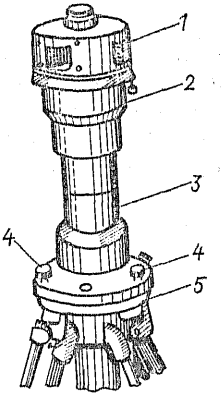


Рис. 58. Нивелир «Геоплан-300»

1. Вместо зрительных труб у теодолита, нивелира, центрира установлены лазеры с коллимирующей оптикой.

2. Лазер прикреплен к зрительной трубе геодезического прибора или штативу, и его луч с помощью световода введен в окуляр зрительной трубы.

3. Лазер с коллимирующей оптикой устанавливается неподвижно, а развертка лазерного луча в плоскость осуществляется вращающимся оптическим элементом, установленным на выходе из оптической системы.

Точность лазерных приборов характеризуется средней квадратической погрешностью фиксации центра лазерного пятна и для расстояния 100 м не превышает по величине 3 мм.

На рис. 56 показан лазерный визир ЛВ-5М, реализующий первый вариант конструктивного исполнения. Этот прибор предназначен для нивелирных работ в строительстве, разбивки створов и задания наклонных линий. В приборе трубка укреплена на двух колонках *5*, установленных

на подставке *6*. Коллиматор *1* закрыт кожухом, который необходимо снимать для изменения фокусировки с помощью кремальеры *2*. Для предварительного ориентирования используют коллиматорный визир *4*. Лазер *3* (ОКГ-13) расположен в трубе на одной оси с коллиматором.

На рис. 57 показана функциональная схема лазерной приставки ПЛ-1 на нивелир Н3, реализующая второй вариант конструктивного исполнения. Основными частями его являются зрительная труба *1*, оптический световод *2* и лазер *3*.

На рис. 58 изображен нивелир с вращающимся лазерным лучом «Геоплан-300». Основное назначение прибора — вынос в натуру точек с заданными отметками на значительной площади. Приведение лазерного луча в горизонтальное положение осуществляется автоматически с помощью компенсатора.

Лазерный источник излучения в этом приборе находится в нижней части алюминиевой трубы *3*, которая проходит через отверстие в головке штатива *5*. Блок питания лазера размещен также в нижней части трубы. На верхней части трубы крепится корпус *2*, в котором установлен электродвигатель с регулятором скорости вращения и механизмом компенсатора, обеспечивающего горизонтальность плоскости излучения в пределах $\pm 10''$. Оптическая система, делящая лазерный пучок на две части и изменяющая направление распространения, расположена во вращающемся корпусе *1*, в который также вмонтирован уровень, предназначенный для грубой установки инструмента в отвесное положение. Прибор устанавливается на специальном штативе. Его установка в вертикальное положение производится при помощи трех подъемных винтов *4*, расположенных на подставке. На алюминиевой трубе нанесены сантиметровые деления, по которым производится регулировка высоты плоскости излучения. Частота вращения оптического устройства равна 10 об/с. Таким образом глаз наблюдателя, находящийся на горизонте вращающегося корпуса, увидит непрерывный свет, а находящийся выше или ниже увидит мигающий свет: 10 ярких и 10 слабых вспышек. Плоскость непрерывного света фиксируется визуально или с помощью фотоприемного устройства и индикатора.

Поверки лазерных приборов первого конструктивного варианта исполнения полностью идентичны поверкам основного прибора.

Для лазерных приборов первого конструктивного варианта основным условием является *установка оси пучка излучения на место визирной оси основного прибора.*

Раздел III
ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ

Глава 8
ГОСУДАРСТВЕННЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ СЕТИ

§ 45. Общие сведения

Геодезические измерения позволяют определять расположение отдельных точек земной поверхности относительно исходных точек, координаты которых определены или известны заранее. По мере удаления от исходных точек накапливаются погрешности, сопровождающие измерения, вследствие чего понижается точность определения координат. Если использовать несколько независимых друг от друга исходных точек, то координаты определяемых точек плохо согласовываются друг с другом. Поэтому возникает необходимость предварительного определения планового положения исходных точек в единой системе координат. Это позволяет избежать накопления погрешностей измерений и сводит результаты работ в одно целое. Например, работы по созданию карт состоят из следующих процессов: геодезические работы, аэрофотосъемка, топографические работы, картосоставительские работы.

В производстве топографических работ участвует одновременно большое число исполнителей. Каждый топограф получает для съемок участок, покрываемый одним или несколькими листами карт. Лист карты представляет собой трапецию, рамками которой служат линии меридианов и параллелей, на местности ничем не обозначенных. Для того чтобы найти на местности участок, подлежащий съемке, на каждый съемочный планшет наносят не менее трех опорных исходных точек, которые на местности закреплены соответствующими знаками. При производстве съемок большой территории опорные точки дают возможность одновременно и независимо друг от друга производить съемку таким образом, чтобы затем свести резуль-

таты в одно целое без разрывов и перекрытий между отдельными участками. Геодезические работы имеют целью определить относительное положение на земной поверхности опорных точек, т. е. координаты и высоты.

Инженерно-геодезические работы, сопровождающие все этапы инженерно-строительного производства, также требуют наличия на местности исходных точек, плановые координаты и высоты которых определены с высокой точностью. Ни одно крупное инженерное сооружение не может быть возведено без геодезической сети.

Геодезическая сеть — это совокупность точек, закрепленных на местности, положение которых определено в общей для них системе координат. Закрепленная на местности точка геодезической сети называется *геодезическим пунктом*. Относительно геодезических пунктов определяют положение любой точки местности при съемке.

Развитие геодезических сетей осуществляется по принципу — «от общего к частному», т. е. от более крупных по размерам построений к менее крупным, и от более точных к менее точным. Соответственно этому принципу геодезические сети подразделяются на четыре вида.

1. Государственная геодезическая сеть, представляющая собой главную геодезическую основу для всех видов геодезических и топографических работ.

2. Геодезические сети сгущения, развиваемые в отдельных районах при недостаточном числе пунктов государственной геодезической сети.

3. Съемочные геодезические сети (съемочное, или рабочее обоснование), на основе которых непосредственно производятся съемки контуров и рельефа местности, инженерно-геодезические работы при строительстве сооружений.

4. Специальные геодезические сети, развиваемые при строительстве сооружений, предъявляющих к геодезическим работам специальные требования.

Каждый из указанных видов сетей подразделяется на классы и разряды.

Государственная геодезическая сеть подразделяется на 4 класса. Сети 1 и 2 классов являются опорной астрономо-геодезической сетью СССР. Сети 3 и 4 классов по существу являются сетями сгущения, так как они создаются с целью сгущения опорной сети до необходимой при проведении картографирования страны. В тех случаях, когда возникает необходимость

в дальнейшем повышении густоты геодезических пунктов для обеспечения предстоящих работ по постановке крупномасштабных съемок и инженерно-геодезических работ дополнительно выполняют последовательное построение сетей сгущения местного значения, которые создаются в виде сети 4 класса пониженной точности и разрядных сетей (двух разрядов точности).

Государственная геодезическая сеть 1 класса имеет наивысшую точность и охватывает всю территорию страны. Геодезические сети последующих классов развиваются на основе сетей высших классов. Геодезические сети сгущения строятся на основе государственных геодезических сетей, съемочные сети — на основе обеих видов сетей. Геодезические сети подразделяются на *плановые* и *высотные*. Плановые сети служат для определения плановых координат геодезических пунктов x и y в прямоугольной системе зональных координат, а высотные — для определения высот пунктов H.

Пункты государственной геодезической сети определены на всей территории страны в единой системе координат. В этом случае результаты съемочных работ будут получены также в единой системе, независимо от последовательности их выполнения в отдельных районах страны, что обеспечивает соединение разрозненных съемочных материалов в единую топографическую карту государства.

В отдельных случаях допускается использование автономной системы координат при работах на незначительных территориях.

Геодезические сети создаются с расчетом на длительное время пользования. Поэтому государственная геодезическая сеть создается с точностью, рассчитанной на высокие требования к ней как в настоящем, так и в будущем. Если возникнет необходимость в дополнительных пунктах, можно сгустить существующую сеть без ее переделок.

Пункты государственной геодезической сети и геодезических сетей сгущения закрепляют на местности таким образом, чтобы на долгие годы была обеспечена их сохранность, постоянство положения и быстрое нахождение на местности. Пункты государственной плановой геодезической сети и плановых сетей сгущения закрепляются специальными подземными знаками — центрами, обозначающими положение геодезических пунктов на местности.

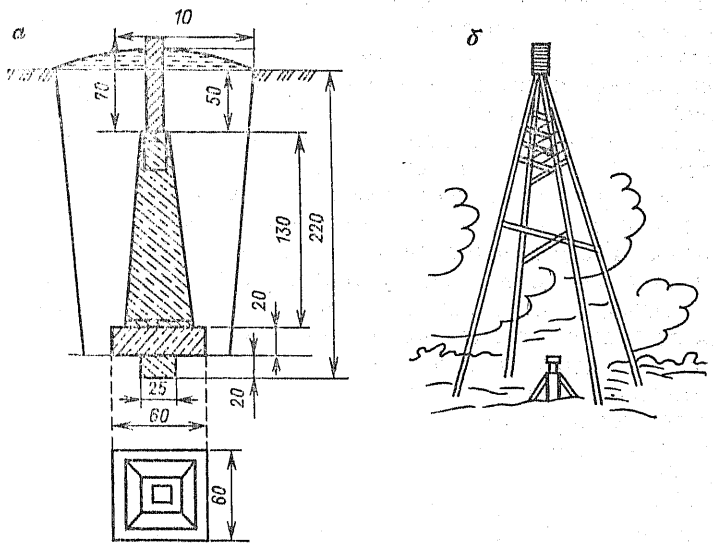


Рис. 59. Геодезические пункты:
а — центр пункта; *б* — наружный знак

В зависимости от физико-географических условий и грунта применяются различные конструкции центров и выбирается глубина их заложения в земле. На рис. 59, *а* показан центр геодезического пункта для районов неглубокого (до 1,5 м) промерзания грунта. Для обеспечения видимости между смежными пунктами устанавливаются наружные геодезические знаки — деревянные и металлические сигналы и пирамиды. На рис. 59, *б* изображена пирамида.

Закрепление пунктов съемочных геодезических сетей в соответствии с их назначением — служить основой для текущих съемочных и инженерно-геодезических работ — осуществляется, в основном, временными знаками (деревянными колышками, металлическими штырями, гвоздями и т. п.). В некоторых случаях возможно их долговременное (постоянное) закрепление.

При проектировании и развитии геодезических сетей учитывают необходимость обеспечения надежного контроля геодезических измерений и оценки их точности, а также возможность их использования для решения научных задач геодезии.

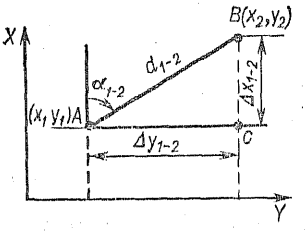


Рис. 60. Прямая и обратная геодезические задачи

§ 46. Методы построения плановых геодезических сетей

Конечной целью построения плановых геодезических сетей является определение координат геодезических пунктов. Обработка результатов измерений и вычисление координат геодезических пунктов основано на решении прямой и обратной геодезических задач.

Прямая геодезическая задача состоит в определении координат конечной точки линии по длине ее горизонтального проложения, ориентирному (дирекционному) углу и координатам начальной точки.

Пусть даны координаты x_1 и y_1 точки A, дирекционный угол α_{1-2} направления с точки A на точку B и расстояние α_{1-2} между этими точками (рис. 60). Требуется найти координаты x_2, y_2 точки B.

В прямоугольном треугольнике ABC катеты — это разности координат точек A и B, т. е. $BC = x_2 - x_1$, $AC = Y_2 - Y_1$. Разности координат называют приращениями и обозначают через Δx и Δy соответственно по осям абсцисс и ординат, т. е.

$$\Delta x_{1-2} = x_2 - x_1; \quad \Delta y_{1-2} = y_2 - y_1.$$

Угол при точке B в треугольнике ABC равен α_{1-2}, поэтому

$$\Delta x_{1-2} = d_{1-2} \cos \alpha_{1-2}; \quad \Delta y_{1-2} = d_{1-2} \sin \alpha_{1-2} \qquad (99)$$

и

$$x_2 = x_1 + \Delta x_{1-2}; \quad y_2 = y_1 + \Delta y_{1-2}.$$

Тогда

$$x_2 = x_1 + d_{1-2} \cos \alpha_{1-2}; \quad y_2 = y_1 + d_{1-2} \sin \alpha_{1-2}.$$

Обратная геодезическая задача заключается в определении горизонтального проложения и ориентирного направления линии по известным координатам двух точек. Математическая сущность задачи заключается в преобразовании плоских прямоугольных координат в полярные.

Пусть даны прямоугольные координаты двух точек A (x_1, y_1) и B (x_2, y_2) (см. рис. 60). Требуется найти расстояние α_{1-2} между точками A и B и дирекционный угол направления AB.

Тангенс угла при точке B в прямоугольном треугольнике ABC равен отношению противолежащего AC и прилежащего BC катетов, т. е.

$$\operatorname{tg} \alpha_{1\text{-}2} = \Delta y_{1\text{-}2}/\Delta x_{1\text{-}2}$$

или

$$\alpha_{1\text{-}2} = \operatorname{arctg} \alpha_{1\text{-}2}. \qquad (100)$$

Расстояние между точками d_{1-2} находят по формулам, обратным (99), т. е.

$$d_{1\text{-}2} = \frac{\Delta y_{1\text{-}2}}{\sin \alpha_{1\text{-}2}} = \frac{\Delta x_{1\text{-}2}}{\cos \alpha_{1\text{-}2}}.$$

Четверть, в которой лежит направление AB, определяют по знакам приращений Δx и Δy. Таким образом, при вычислении α_{1-2} по формуле (100) находят острый угол (румб), затем по знакам разностей приращений координат его название (СВ, ЮВ, ЮЗ, СЗ) и значение дирекционного угла.

Общий принцип определения взаимного положения точек на земной поверхности состоит в следующем. На местности осуществляют построение связанных между собой геометрических фигур. Выбор положения вершин этих фигур на местности производят таким образом, чтобы некоторые элементы их были удобны для непосредственных измерений. Элементов фигур, подлежащих непосредственным измерениям, должно быть достаточно, чтобы определить все другие элементы, пользуясь существующими между ними зависимостями, а по ним — координаты вершин.

В зависимости от формы фигур, образуемых на местности, и непосредственно измеряемых их элементов различают следующие основные методы построения плановых геодезических сетей.

1. Т р и а н г у л я ц и я — это метод построения плановой геодезической сети в виде примыкающих друг к другу треугольников, в которых измеряют все углы и длину хотя бы одной стороны, называемой базисом или базисной стороной *I—II* (рис. 61, *а*). Триангуляция является наиболее распространенным методом построения плановых геодезических сетей. Системы треугольников строят в виде рядов или сетей. Решая последовательно треугольники от начальной непосредственно измеряемой стороны I—II, находят все стороны системы треугольников.

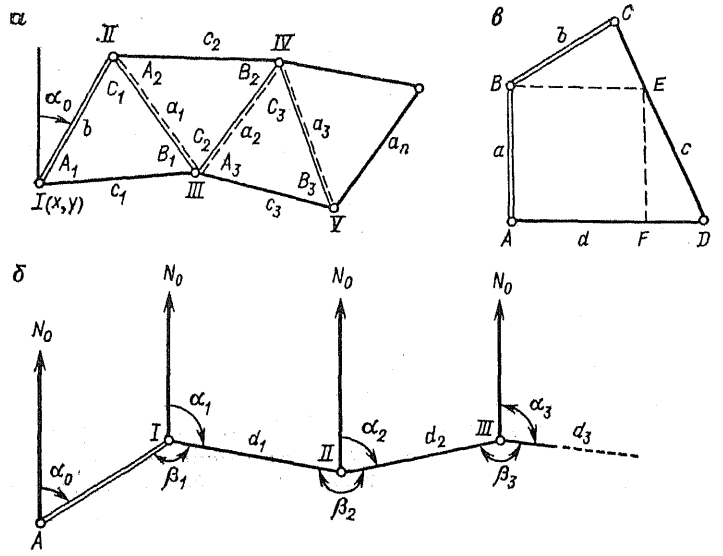


Рис. 61. Методы построения геодезических сетей:
а — триангуляция и трилатерация; *б* — полигонометрия; *в* — четырехугольник без диагоналей

В основе метода триангуляции лежит решение треугольников по стороне и двум углам с использованием теоремы синусов. В ряде или сети треугольников триангуляции каждый последующий треугольник связан с предшествующим общей стороной. Углы A_1, B_1, A_2, B_2, ..., A_n, B_n — *связующие углы*, *противолежащие* сторонам b, a_1, a_2, a_3, ..., a_n и участвующие в последующем определении каждой из этих сторон по предшествующей. Эти стороны также называются связующими. Углы C_1, C_2, C_3, ... и противолежащие им стороны c_1, c_2, c_3, ... называются *промежуточными углами и сторонами ряда* (или сети) треугольников.

Связующую сторону первого треугольника по длине базиса и углам A_1 и B_1 вычисляют по известной формуле

$$a_1 = b\,\frac{\sin A_1}{\sin B_1}.$$

Следовательно, сторону n-го треугольника a_n можно получить по формуле

$$a_n = b\,\frac{\sin A_1 \sin A_2 \ \ldots\ \sin A_n}{\sin B_1 \sin B_2 \ \ldots\ \sin B_n}.$$

Дирекционные углы в триангуляционном ряду можно последовательно вычислять через разные пункты или, иначе говоря, по разной *ходовой линии*. Если на рис. 61, *а* ходовую линию (показана штриховой линией) выбрать через вершины треугольников I, II, III, IV и т. д., то дирекционные углы сторон выразятся так:

$\alpha_{I,II} = \alpha_0$;

$\alpha_{II,III} = \alpha_0 \pm 180° - C_1$;

$\alpha_{III,IV} = \alpha_0 \pm 180° - C_1 \pm 180° - C_2$ и т. д.

Таким образом, решая последовательно треугольники триангуляции, находят длины всех сторон, их дирекционные углы (азимуты), а затем и координаты всех пунктов. Координаты начального пункта определяют по измерениям в сети высшего разряда. Далее координаты пунктов триангуляционного ряда или сети получают путем последовательного решения прямых геодезических задач, начиная с начального пункта и по ходовой линии.

2. Трилатерация — это метод построения плановой геодезической сети в виде примыкающих друг к другу треугольников, в которых измеряют длины всех сторон. Из решения треугольников находят их углы, а затем вычисляют координаты всех вершин треугольников. Таким образом, опять определяют все элементы изображенной на рис. 61, *а* системы треугольников. Углы в треугольнике трилатерации можно вычислять по формулам тангенсов половинных углов, т. е.

$$\operatorname{tg}\frac{A}{2} = \sqrt{\frac{(p-b)(p-c)}{p(p-a)}},$$

где $2p = a + b + c$, или по теореме косинусов

$$\cos A = \frac{(c^2 + b^2 - a^2)}{2bc}.$$

Недостатком метода трилатерации является отсутствие надежного полевого контроля измерений.

3. Полигонометрия — это метод построения геодезической сети в виде системы замкнутых или разомкнутых ломаных линий, в которых непосредственно измеряют все элементы: углы поворота β и длины сторон d (рис. 61, *б*).

Углы в полигонометрии измеряют точными теодолитами, а стороны — мерными проволоками или светодальномерами. Ходы, в которых стороны измеряют стальными

землемерными лентами, а углы — теодолитами технической точности 30″ или 1′, называются *теодолитными ходами*. Теодолитные ходы находят применение при создании съемочных геодезических сетей, а также в инженерно-геодезических и съемочных работах. В методе полигонометрии все элементы построения измеряются непосредственно, а дирекционные углы α и координаты вершин углов поворота определяют так же, как и в методе триангуляции. Обозначим α_0 — дирекционный угол исходной стороны $A - 1$; α_1, α_2, α_3, ... — дирекционные углы в пунктах I, II, III, ... на последующие пункты; β_1, β_2, β_3 — измеренные правые углы,

$$\alpha_1 = \alpha_0 \pm 180^\circ - \beta_1;$$

$$\alpha_2 = \alpha_1 \pm 180^\circ - \beta_2 = \alpha_0 - \beta_1 \pm 180^\circ - \beta_2;$$

$$\alpha_3 = \alpha_2 \pm 180^\circ - \beta_3 = \alpha_0 - \beta_1 \pm 180^\circ - \beta_2 \pm$$

$$\pm 180^\circ - \beta_3;$$

. . . . . .

Координаты пунктов полигонометрии получают из последовательного решения прямых геодезических задач.

Возможно построение геодезических сетей комбинированием трех перечисленных методов.

4. Линейно-угловые сети, т. е. сети, в которых сочетаются линейные и угловые измерения, являются наиболее надежными (жесткими). Форма сети при этом может быть различной. Одним из примеров построения линейно-угловых сетей являются, например, четырехугольники без диагоналей.

В четырехугольнике $ABCD$ (рис. 61, *в*) измерены все углы и две смежные стороны a и b. Стороны c и d вычисляют следующим образом:

$$c = DE + DC; \quad d = AF + FD$$

или

$$c = \frac{a \sin A + b \sin (c + D)}{\sin D}; \quad d = \frac{b \sin C + a \sin (A + D)}{\sin D}.$$

В сетях, построенных из четырехугольников без диагоналей, нет необходимости измерять по две стороны в каждой фигуре, так как одна или две стороны могут быть получены из решения предыдущих фигур.

В высокоточных линейно-угловых построениях для повышения точности и достоверности результатов измеряют все углы и стороны сети.

§ 47. Классификация государственных геодезических сетей

Государственная геодезическая сеть является основой для развития геодезических сетей сгущения и съемочного обоснования; выполнения топографических съемок, производства инженерно-геодезических работ. Она позволяет вычислять координаты пунктов в единой системе, предоставляет фактические данные для решения научных задач геодезии: определение формы и размеров Земли, изучение деформаций земной коры, вывод разностей высот морей и океанов и др.

Государственная геодезическая сеть подразделяется на плановую и высотную. *Плановая сеть* создается методами триангуляции, трилатерации, полигонометрии и их сочетаниями. *Высотная сеть* — методом геометрического нивелирования; при невозможности его применения — методом тригонометрического нивелирования. Государственная геодезическая сеть как плановая, так и высотная подразделяется каждая на четыре класса. Основное назначение государственной геодезической сети 1 класса — служить основой для развития сетей низших классов и вычисления координат их пунктов в единой системе, а также доставлять фактические данные для решения научных задач геодезии.

Развитие государственной геодезической сети 2 класса (и ниже) имеет своей целью создание сети геодезических пунктов на территории страны с густотой, необходимой для выполнения геодезических и топографических работ в соответствии с требованиями народного хозяйства и обороны страны.

Государственная геодезическая сеть СССР (рис. 62) 1 класса строится в виде полигонов, образуемых рядами триангуляции или ходами полигонометрии, расположенными примерно вдоль параллелей и меридианов. Периметр полигона — около 800 км, а стороны его, называемые звеньями, — около 200 км. В вершинах полигонов определяют парные астрономические пункты, называемые пунктами Лапласа, на которых из астрономических наблюдений находят широту, долготу и азимут, что в свою очередь повышает надежность определения координат. На концах звеньев триангуляции измеряют базисные стороны.

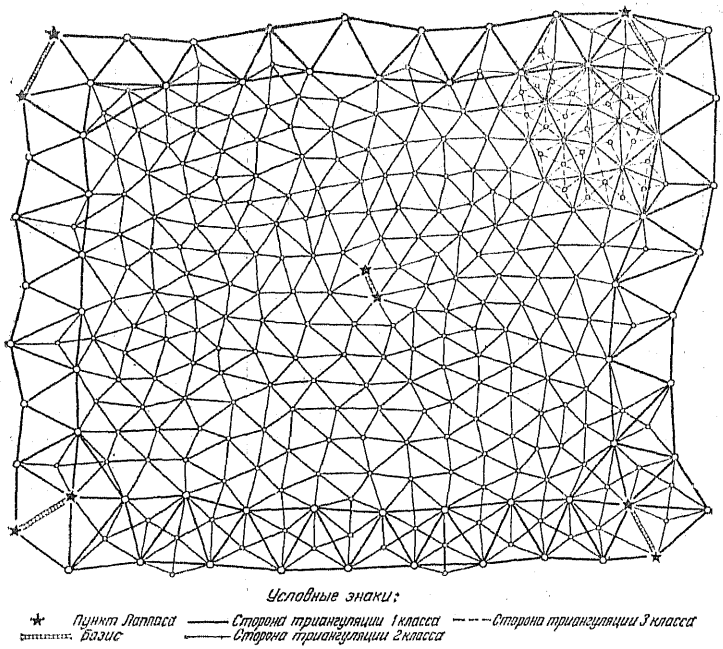


Рис. 62. Схема построения государственной геодезической сети

Государственная геодезическая сеть 2 класса строится внутри полигонов 1 класса в виде сплошной сети триангуляции или полигонометрии, или в виде системы пересекающихся ходов полигонометрии. Внутри полигонов 1 класса на нескольких пунктах 2 класса производятся астрономические определения широты, долготы и азимута.

Пункты государственной геодезической сети 3 и 4 классов, определяемые методами триангуляции, трилатерации или полигонометрии, являются сетями сгущения и строятся в виде отдельных систем, опирающихся на стороны сети высшего класса.

Показатели точности измерений углов и сторон в сетях триангуляции и полигонометрии 1—4 классов, а также допустимые длины сторон приведены в табл. 7, показатели точности измерений в сетях сгущения — в табл. 8. Построение государственной геодезической сети методом трилатерации детально не регламентировано.

Таблица 7. **Характеристика государственной геодезической сети по классам точности**

Класс	Метод	Длина стороны, км	Точность измерений			
			астрономического азимута, угл с	угла, угл с	базисной стороны	стороны хода
1	Триангуляция Полигонометрия	Более 20 20—25	0,5 0,5	0,7 0,4	1 : 400 000 —	— 1 : 300 000
2	Триангуляция Полигонометрия	7—20 —	0,5 0,5	1,0 1,0	1 : 300 000 —	— 1 : 250 000
3	Триангуляция Полигонометрия	5—8 3	— —	1,5 1,5	1 : 200 000 —	— 1 : 200 000
4	Триангуляция Полигонометрия	1—5 0,25—2,0	— —	2,0 2,0	1 : 100 000 —	— 1 : 100 000

Таблица 8. **Характеристика сетей сгущения по разрядам точности**

Разряд	Метод	Точность измерений		
		угла, угл. с	базисной стороны	стороны хода
1	Триангуляция	5	1 : 50 000	—
	Полигонометрия	5	—	1 : 10 000
	Трилатерация	—	1 : 50 000	—
2	Триангуляция	10	1 : 20 000	—
	Полигонометрия	10	—	1 : 5 000
	Трилатерация	—	1 : 20 000	—

Глава 9
ПЛАНОВОЕ И ВЫСОТНОЕ ОБОСНОВАНИЕ ТОПОГРАФИЧЕСКИХ СЪЕМОК

§ 48. Общие сведения

Пункты государственных геодезических сетей и сетей сгущения не имеют достаточной густоты для производства топографических съемок. Поэтому на территории пред-

полагаемого строительства создают съемочное обоснование. Пункты этого обоснования расположены таким образом, чтобы все измерения при съемке ситуации и рельефа производились непосредственно с его точек.

Съемочное обоснование создается на основе общего принципа построения геодезических сетей — от общего к частному. Оно опирается на пункты государственной сети и сетей сгущения, погрешности которых пренебрегаемо малы по сравнению с погрешностями съемочного обоснования.

Точность создания обоснования обеспечивает проведение топографических съемок с погрешностями в пределах графической точности построений на плане данного масштаба. В соответствии с этими требованиями в инструкциях по топографическим съемкам [3] регламентируют точность измерений и предельные значения длин ходов.

Наиболее часто в качестве планового обоснования используют теодолитные ходы (см. § 49). На открытой местности теодолитные ходы иногда заменяют рядами или сетью микротриангуляции, а на застроенной или залесенной территории — сетями из четырехугольников без диагоналей.

Высотное обоснование обычно создается в виде сетей нивелирования IV класса или технического нивелирования. На больших площадях при создании высотного обоснования методом геометрического нивелирования получают редкую сеть пунктов, которая в последующем сгущается высотными ходами. В этих ходах превышения определяют тригонометрическим способом. Для получения необходимой точности в инструкциях по топографическим съемкам регламентируют точность измерений превышений, методику их определения и предельные длины высотных ходов.

§ 49. Теодолитные ходы

Эти ходы создаются методом полигонометрии. Различают два вида теодолитных ходов: ходы, опирающиеся на две твердые (опорные) стороны AI и NB (рис. 63, *а*), и ходы в виде замкнутого полигона (рис. 63, *б*). Для определения координат точек теодолитного хода измеряют углы поворота β_1, β_2, ..., β_n и длины сторон хода d_1, d_2, ..., d_{n-1}. Если при движении по возрастанию номеров точек хода углы лежат с правой стороны, то их называют

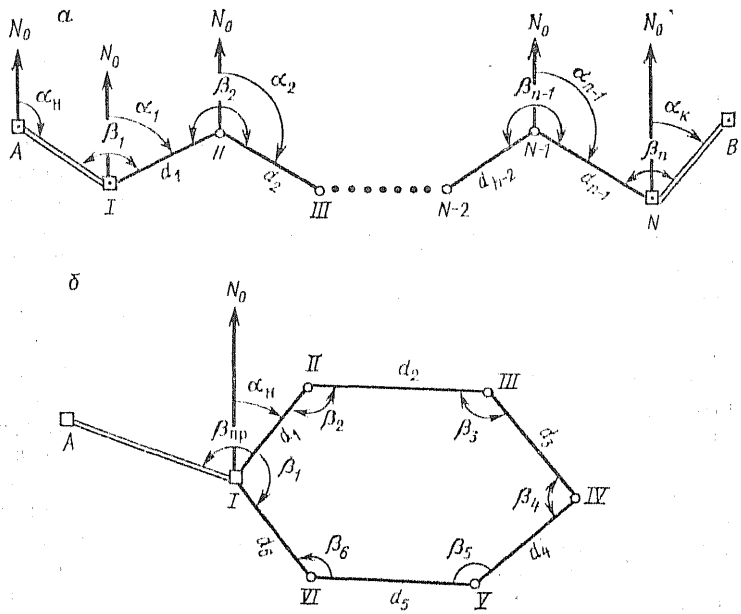


Рис. 63. Схема теодолитных ходов:
а — опирающегося на две твердые стороны; *б* — замкнутый полигон

правыми и обозначают через $\beta_п$, если с левой стороны — то левыми $\beta_л$. На рис. 63, *а* показаны левые углы, на рис. 63, *б* — правые. Если замкнутый полигон опирается на один опорный пункт, то дополнительно измеряют примычный угол $\beta_{пр}$ для определения дирекционного угла одной из сторон.

Геодезические работы, выполняемые на местности, называют полевыми, а обработку результатов в помещении — камеральными работами.

Полевые работы

Полевые работы по проложению теодолитного хода выполняют в такой последовательности.

1. Рекогносцировка участка — это изучение местности для окончательного выбора положения вершин теодолитного хода и привязки к пунктам опорной сети. При рекогносцировке руководствуются следующими требованиями:

точки теодолитного хода должны равномерно покрывать весь участок и располагаться в местах, удобных для производства топографических съемок;

длины ходов (в км) для различных масштабов не должны превышать предельных значений:

	1:5000	1:2000	1:1000	1:500
на застроенных территориях	4	2	1,2	0,8
на незастроенных	6	3	1,8	1,2

длины сторон хода не должны превышать 350 м и быть короче 40 м в незастроенной части участка и 20 м в застроенной части территории;

между смежными точками хода должна быть прямая видимость для измерения углов и благоприятные условия для измерения сторон;

местоположение точек поворота хода должно быть выбрано так, чтобы обеспечить сохранность знака на весь период топографических съемок.

После выбора местоположения точки теодолитного хода закрепляются на местности. Закрепление, как правило, осуществляют временными знаками. Наиболее часто используют металлические штыри или трубки и деревянные колышки, вбиваемые вровень с землей. Для облегчения поиска рядом закрепляют сторожок — деревянный кол, выступающий над поверхностью земли на 20—30 см. На сторожке подписывают название точки.

2. Измерение углов хода производят теодолитами 30″ точности одним полным приемом. Расхождения в значениях угла между полуприемами не должны превышать 45″.

3. Измерение длин сторон осуществляют землемерными лентами или стальными рулетками в прямом и обратном направлениях. Расхождения между результатами не должны превышать 1 : 2000 измеряемого расстояния, а при неблагоприятных условиях измерений (пашня, болото, кочковатая поверхность и т. п.) — 1 : 1000.

Для исключения систематических погрешностей в результаты измерений вводят поправки за компарирование, температуру мерного прибора и наклон линии (см. § 29).

Так как определение температуры не требует высокой точности, то при проложении теодолитного хода вместо температуры мерного прибора обычно измеряют температуру воздуха. Если разность температур измерений и компарирования не превышает 8 °С, то поправку за температуру не учитывают, так как она не превышает 1 : : 10 000 измеряемого расстояния.

Углы наклона линий измеряют теодолитом одновременно с измерением горизонтальных углов. Если угол

наклона не превышает 1,5°, то поправка за наклон составляет менее 1 : 30 000 и в результаты измерений не вводится.

Вычислительная обработка теодолитных ходов

Исходными данными для обработки теодолитного хода служат дирекционные углы $\alpha_н$ начальной и $\alpha_к$ конечной опорных сторон (см. рис. 65, *а*), координаты $X_н$, $Y_н$ начальной и $X_к$, $Y_к$ конечной точек хода. При обработке по исходным данным, результаты измерения углов β_i и длин сторон d_i вычисляют координаты X_i, Y_i точек (вершин) теодолитного хода.

Обработку теодолитного хода осуществляют так же, как в полигонометрическом ходе. Дирекционные углы сторон хода вычисляют последовательно, начиная с начальной опорной стороны по формуле (3) для правых углов и по формуле (4) для левых углов. Для хода на рис. 65, *а*:

$$\begin{aligned}
&\alpha_1 = \alpha_н - 180° + \beta_1;\\
&\alpha_2 = \alpha_1 - 180° + \beta_2 = \alpha_н - 180°\cdot 2 + \sum_1^2 \beta_i,\\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\qquad (101)\\
&\alpha_{n-1} = \alpha_н - 180°(n-1) + \sum_1^{n-1} \beta_i;\\
&\alpha_n = \alpha_н - 180°n + \sum_1^{n} \beta_i,
\end{aligned}$$

где n — число углов в ходе.

Из последней формулы системы (101)

$$\sum_1^n \beta_{iп} = \alpha_к - \alpha_п + 180°n.$$

Это выражение справедливо тогда, когда углы $\beta_{iп}$ не имеют погрешностей. Сумму углов в левой части данного равенства называют *теоретической суммой* и обозначают через $\sum\beta_{п\,теор}$. Тогда

$$\sum \beta_{п\,теор} = \alpha_к - \alpha_п + 180°n.$$

Если аналогичные преобразования произвести с левыми углами, то получим следующее выражение:

$$\sum \beta_{л\,теор} = \alpha_п - \alpha_к + 180°n.$$

Для теодолитного хода в виде замкнутого полигона (см. рис. 65, *б*) теоретическую сумму определяют как сумму внутренних углов многоугольника:

$$\sum \beta_{\text{теор}} = 180^\circ (n - 2).$$

Результаты измерений всегда сопровождаются погрешностями, поэтому сумма измеренных углов отличается от теоретического значения. Разность между ними называют угловой невязкой хода

$$f_\beta = \sum_1^n \beta_i - \sum \beta_{\text{теор}}. \qquad (102)$$

В геодезии по величине невязки судят о точности измерений. Если невязка по абсолютной величине не превышает допустимого (предельного) значения

$$|f_\beta| \leqslant f_{\beta\,\text{доп}}, \qquad (103)$$

то это свидетельствует об отсутствии грубых промахов и соблюдении требований к точности измерений. Если условие (103) нарушено, то измерение углов в ходе повторяют.

Для определения допустимой величины невязки рассмотрим выражение (102). Теоретическая сумма $\sum \beta_{\text{теор}}$ не имеет погрешностей. Поэтому величина невязки зависит только от суммы измеренных углов

$$\sum_1^n \beta_i = \beta_1 + \beta_2 + \ldots + \beta_n.$$

Для определения средней квадратической погрешности суммы углов воспользуемся формулой (19). Тогда

$$m^2_{\Sigma\beta} = m^2_{\beta_1} + m^2_{\beta_2} + \ldots + m^2_{\beta_n}.$$

Углы измеряют практически в одинаковых условиях. Поэтому у нас нет основания полагать, что одни из них будут более, а другие — менее точными. Следовательно, можно считать, что

$$m_{\beta_1} = m_{\beta_2} = \ldots = m_{\beta_n} = m_\beta, \qquad (104)$$

тогда

$$m^2_{\Sigma\beta} = m^2_\beta n \quad \text{или} \quad m_{\Sigma\beta} = m_\beta \sqrt{n}.$$

В качестве предельного (допустимого) принимают утроенное значение средней квадратической погрешности

$$f_{\beta\,\text{доп}} = 3m_{\Sigma\beta} = 3m_\beta \sqrt{n} = \Delta_\beta \sqrt{n}.$$

Известно (31), что при измерении углов теодолитами 30″-точности $\Delta_\beta = 3 \cdot 0{,}5' = 1{,}5'$. Так как значение невязки обусловлено одновременным влиянием случайных и систематических погрешностей, то необходим более жесткий допуск $\Delta_\beta = 2 \cdot 0{,}5' = 1'$, тогда

$$f_{\beta_{доп}} = 1' \sqrt{n}. \qquad (105)$$

Если условие (105) выполнено, то невязку распределяют на измеренные углы. Из (104) следует, что результаты измерений равноточны. Поэтому невязку распределяют на все измеренные углы поровну. Для этого вычисляют поправку

$$\delta_\beta = -f_\beta / n$$

и вводят ее в результаты измерений

$$\beta_{i\,исп} = \beta_i + \delta_\beta,$$

где $\beta_{i\,исп}$ — исправленные значения углов.

Для контроля вычислений используют формулы

$$\sum \delta_\beta = -f_\beta \quad \text{и} \quad \sum \beta_{i\,исп} = \sum \beta_{теор}.$$

Исправленные значения углов используют для вычисления дирекционных углов α_i сторон теодолитного хода. Далее, по полученным значениям дирекционных углов α_i и длинам сторон d_i (горизонтальным проложениям) вычисляют приращения координат

$$\Delta x_i = d_i \cos \alpha_i \quad \text{и} \quad \Delta y = d_i \sin \alpha_i.$$

Зная координаты начальной точки и приращения, вычисляют координаты точек (вершин) теодолитного хода

$$\begin{aligned}
&X_П = X_н + \Delta x_1; && Y_П = Y_н + \Delta y_1;\\
&X_Ш = X_П + \Delta x_2 = && Y_Ш = Y_П + \Delta y_2 =\\
&= X_н + \sum_1^2 \Delta x_i; && = Y_н + \sum_1^2 \Delta y_i;\\
&\ldots\ldots\ldots\ldots; && \ldots\ldots\ldots\ldots; \qquad (106)\\
&X_{n-1} = X_н + \sum_1^{n-2} \Delta x_i; && Y_{n-1} = Y_н + \sum_1^{n} \Delta y_i;\\
&X_{n-1} = X_н + \sum_1^{n-1} \Delta x_i; && Y_к = Y_н + \sum_1^{n-1} \Delta y_i.
\end{aligned}$$

Из последней строки системы (106):

$$\sum_1^{n-1} \Delta x_i = X_к - X_н; \quad \sum_1^{n-1} \Delta y_i = Y_к - Y_н.$$

Эти формулы справедливы тогда, когда приращения координат не имеют погрешностей. Поэтому суммы данных приращений называют *теоретическими суммами* и обозначают через $\sum \Delta x_{\text{теор}}$ и $\sum \Delta y_{\text{теор}}$, т. е.

$$\sum \Delta x_{\text{теор}} = X_{\text{к}} - X_{\text{н}}; \quad \sum \Delta y_{\text{теор}} = Y_{\text{к}} - Y_{\text{н}}.$$

Для хода в виде замкнутого полигона $X_{\text{к}} = X_{\text{н}}$ и $Y_{\text{к}} = Y_{\text{н}}$, поэтому $\sum \Delta x_{\text{теор}} = 0$ и $\sum \Delta y_{\text{теор}} = 0$.

Так как длины сторон d_i и дирекционные углы α_i имеют погрешности, то суммы вычисленных приращений координат отличаются от теоретического значения. Разности этих величин называют *невязками приращений координат:*

$$f_x = \sum_{1}^{n-1} \Delta x_i - \sum \Delta x_{\text{теор}}; \quad f_y = \sum_{1}^{n-1} \Delta y_i - \sum \Delta y_{\text{теор}}.$$

Невязки f_x и f_y показывают отклонение вычисленных координат конечной точки хода от ее фактического (теоретического) положения соответственно по оси X и оси Y. Для оценки точности используют линейную невязку, т. е. расстояние между этими точками. Линейную величину невязки определим как гипотенузу прямоугольного треугольника с катетами f_x и f_y, т. е.

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}.$$

Наилучшим образом точность измерений в ходе характеризует относительная невязка

$$\frac{f}{P} = \frac{1}{P/f} = \frac{1}{N},$$

где $P = \sum_{1}^{n-1} d_i$ — длина периметра теодолитного хода. Относительную невязку принято записывать в виде дроби с единицей в числителе, что облегчает сравнение двух или нескольких значений. Качество измерений в теодолитном ходе считают удовлетворительным, если $1/N \leqslant 1/2000$.

При неблагоприятных условиях измерений длин сторон (заросли, пашня, небольшая длина хода и т. п.) допускают относительную невязку 1 : 1000. Если относительная невязка не превышает допустимого значения, то невязки f_x и f_y распределяют на приращение координат. Дирекционные углы сторон хода вычисляют по исправленным

значениям измеренных углов. Следовательно появление невязок f_x и f_y вызвано погрешностями измерения длин сторон. Кроме того, погрешность измерения стороны хода пропорциональна ее длине, поэтому невязки в приращениях координат распределяют пропорционально длинам сторон, т. е. определяют поправки

$$\delta_{x_i} = -\frac{f_x}{P} d_i \quad \text{и} \quad \delta_{y_i} = -\frac{f_y}{P} d_i.$$

Далее вычисляют исправленные значения приращений координат

$$\Delta x_{i\,\text{исп}} = \Delta x_i + \delta_{x_i}; \quad \Delta y_{i\,\text{исп}} = \Delta y_i + \delta_{y_i}$$

и координаты точек теодолитного хода

$$X_{\text{II}} = X_{\text{п}} + \Delta x_{1\,\text{исп}}; \qquad Y_{\text{II}} = Y_{\text{п}} + \Delta y_{1\,\text{исп}};$$
$$X_{\text{III}} = X_{\text{II}} + \Delta x_{2\,\text{исп}}; \qquad Y_{\text{III}} = Y_{\text{II}} + \Delta y_{2\,\text{исп}};$$
$$\ldots\ldots\ldots; \qquad \ldots\ldots\ldots;$$
$$X_{\text{к}} = X_{N-1} + \Delta x_{(n-1)\,\text{исп}}; \qquad Y_{\text{к}} = Y_{N-1} + \Delta y_{(n-1)\,\text{исп}}.$$

Для контроля вычислений используют формулы

$$\sum_1^{n-1} \delta_{x_i} = -f_x; \quad \sum_1^{n-1} \delta_{y_i} = -f_y;$$

$$\sum_1^{n-1} \Delta x_{i\,\text{испр}} = \sum \Delta x_{\text{теор}}; \quad \sum_1^{n-1} \Delta y_{i\,\text{исп}} = \sum \Delta y_{\text{теор}}.$$

§ 50. Нивелирные ходы

Для определения высот точек съемочного обоснования прокладывают нивелирный ход. В ходе (рис. 64, *а*) последовательно определяют превышения на станциях h_1, h_2, ..., h_n, что позволяет вычислить высоты точек хода *I*, *II*, ..., $N - 1$.

Различают нивелирные ходы опирающиеся на два опорных пункта (начальный *Рп*Н и конечный *Рп*К) и ход в виде замкнутого полигона. При создании высотного обоснования нивелирный ход, как правило, прокладывают по точкам планового обоснования. Такое совмещение пунктов удобно для выполнения съемочных работ.

Полевые работы

Эти работы выполняют в такой последовательности.

Рекогносцировка нивелирного хода обычно совмещена с рекогносцировкой теодолитного хода. Особое

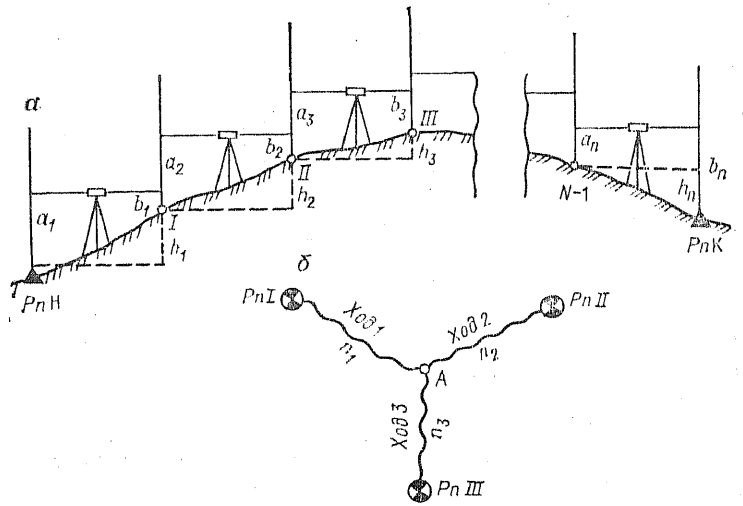


Рис. 64. Схема нивелирного хода:
а — с двумя опорными пунктами; *б* — с тремя опорными пунктами и узловой точкой

внимание при совместной рекогносцировке обращают на крутые скаты местности, так как в этих местах увеличивается число станций в ходе и тем снижается его точность. Поэтому при выборе местоположения хода стараются избежать сторон с крутыми скатами.

Измерение превышений в ходе производят геометрическим нивелированием. Программа и допускаемые расхождения при измерениях в техническом нивелировании и нивелировании IV класса приведены в § 38. В ходах нивелирования IV класса дополнительно учитывается накопление неравенства плеч на станциях (неравенство расстояний от нивелира до реек). В ходе и его секциях (участках) накопление неравенства плеч не должно превышать 10 м.

Вычислительная обработка нивелирного хода

Исходными данными для обработки служат высоты $H_н$ начального и $H_к$ конечного опорных пунктов (реперов) хода. По высотам опорных пунктов и измеренным превышениям h_i (см. рис. 64, *а*) вычисляют высоты точек хода. Вычисления производят последовательно, начиная

с начальной точки хода PnН:

$$H_I = H_н + h_1;$$

$$H_{II} = H_1 + h_2 = H_н + h_1 + h_2 = H_н + \sum_1^2 h_i;$$

. . . . . ;

$$H_{N-1} = H_н + \sum_1^{n-1} h_i; \quad H_к = H_н + \sum_1^n h_i.$$

Последнее выражение системы справедливо для случая, когда все измеренные превышения h_i не имеют погрешностей, т. е. когда сумма превышений является теоретическим значением $\sum h_{теор}$, тогда

$$\sum h_{теор} = H_к - H_н.$$

Если нивелирный ход проложен в виде замкнутого полигона, то $H_к = H_н$ и $\sum h_{теор} = 0$.

Результаты измерения превышений всегда сопровождаются погрешностями. Поэтому сумма измеренных превышений будет отличаться от теоретического значения. Разность между ними называют *невязкой хода*

$$f_h = \sum_1^n h_i - \sum h_{теор}.$$

Как и в теодолитном ходе, по величине невязки судят о точности измерений.

Для определения допустимой величины невязки представим сумму превышений в следующем виде:

$$\sum_1^n h_i = h_1 + h_2 + \cdots + h_n.$$

Тогда квадрат средней квадратической погрешности суммы превышений будет равен сумме квадратов средних квадратических погрешностей измерения превышений, т. е.

$$m^2_{\sum h_i} = m^2_{h_1} + m^2_{h_2} + \cdots + m^2_{h_n}.$$

Все превышения в ходе измеряют практически в одинаковых условиях, поэтому

$$m_{h_1} = m_{h_2} = \cdots = m_{h_n} = m_h. \qquad (107)$$

Тогда

$$m^2_{\sum h} = m^2_h n \quad \text{или} \quad m_{\sum h} = m_h \sqrt{n}.$$

В качестве предельного значения (допустимой невязки) обычно берут утроенную величину средней квадратической погрешности

$$f_{h\,\text{доп}} = 3m_{\Sigma h} = 3m_h\sqrt{n}.$$

Для технического нивелирования значение $3m_h$ принимают равным 10 мм (см. § 37), поэтому

$$f_{h\,\text{доп}} = \sqrt{n}\ 10 \text{ мм}.$$

Для нивелирования IV класса $3m_h = 5$ мм и

$$f_{h\,\text{доп}} = \sqrt{n}\ 5 \text{ мм}.$$

Если условие $|f_h| \leqslant f_{h\,\text{доп}}$ соблюдается, то невязку распределяют на измеренные превышения. Так как измерения превышений на основании (107) считают равноточными, то невязку распределяют поровну. Для этого вычисляют поправку

$$\delta_h = -f_h/n \qquad (108)$$

и вводят ее в результаты измерений:

$$h_{i\,\text{исп}} = h_i + \delta_h,$$

где $h_{i\,\text{исп}}$ — исправленные значения превышений.

Для контроля вычислений используют формулы

$$\sum \delta_h = -f_h \quad \text{и} \quad \sum_1^n h_{i\,\text{исп}} = \sum h_{\text{теор}}.$$

Начиная с точки I (см. рис. 64, *а*) с исправленными значениями превышений последовательно вычисляют высоты точек нивелирного хода

$$H_{i+1} = H_i + h_{i\,\text{исп}},$$

где H_{i+1} и H_i — высоты последующей и предшествующей точек хода.

Если между двумя соседними точками высотного обоснования расстояние превышает 300 м, или превышение больше 3 м, то определить его с одной станции невозможно. Поэтому превышения между такими точками измеряют частями с использованием «иксовых» точек, а превышение между точками обоснования вычисляют как сумму k_i измеренных превышений:

$$h_i = h_{i1} + h_{i2} + \cdots + h_{ik} = \sum_{j=1}^{k} h_{ij},$$

где $j = 1, 2, \ldots, k_i$. Поправка в данное превышение h_i между точками высотного обоснования равна сумме поправок в измеренные превышения, т. е.

$$\delta_{h_i} = \sum_{j=1}^{n} \delta_{h_{ij}} = k_i \delta_h.$$

Поправки в каждое из превышений равны между собой и вычисляются по формуле (108). Если общее число станций в ходе обозначить через $n = \sum k_i$, то поправки в одно превышение равны

$$\delta_{h_i} = -\frac{f_h}{n} = -\frac{f_h}{\sum k_i},$$

а поправка в превышение между точками обоснования —

$$\delta_{h_i} = -\frac{f_h}{\sum k_i} k_i.$$

Последующую обработку такого хода производят как в обычном ходе.

При создании высотного обоснования на строительных объектах часто несколько ходов сходятся в одной точке. Эту точку принято называть *узловой*. На рис. 66, *б* от опорных пунктов — реперов *I*, *II*, *III* проложены нивелирные ходы *1*, *2* и *3* с числом станций в ходах соответственно n_1, n_2 и n_3. Высоту узловой точки A можно вычислить трижды по каждому из ходов:

$$\begin{aligned} H_A^I &= H_I + \sum_{1}^{n_1} h_i; \\ H_A^{II} &= H_{II} + \sum_{1}^{n_2} h_i; \\ H_A^{III} &= H_{III} + \sum_{1}^{n_3} h_i. \end{aligned} \qquad (109)$$

Величины H_A^I, H_A^{II}, H_A^{III} рассматривают как результаты неравноточных измерений одной величины. В этом случае для вычисления вероятнейшего значения по формуле (23) необходимо знать веса значений высот узловой точки по каждому ходу. Во всех равенствах системы (109) значения высот опорных точек H_A^I, H_A^{II} и H_A^{III} считают «твердыми», т. е. не имеющими погрешностей. Поэтому погрешности полученных высот узловой точки обусловлены влияниями погрешностей измерений превышений. Тогда, используя

первую формулу системы (109) для первого хода, получим среднюю квадратическую погрешность значения H_A^I

$$M_1^2 = m_{h_1}^2 + m_{h_2}^2 + \cdots + m_{h_{n_1}}^2,$$

где n_1 — число станций в первом ходе. Если все превышения равноточны, то

$$m_{h_1} = m_{h_2} = \cdots = m_{h_{n_1}} = m_h \quad \text{и} \quad M_1^2 = n_1 m_h^2.$$

Аналогично получим значения M_2 и M_3 соответственно для второго и третьего хода:

$$M_2^2 = n_2 m_h^2 \quad \text{и} \quad M_3^2 = n_3 m_h^2.$$

Веса высот H_A^I, H_A^{II} и H_A^{III} вычислим по формуле (24)

$$p_1 = \frac{c}{M_1^2} = \frac{c}{n_1 m_h^2}; \quad p_2 = \frac{c}{M_2^2} = \frac{c}{n_2 m_h^2}; \quad p_3 = \frac{c}{M_3^2} = \frac{c}{n_3 m_h^2}.$$

Если для упрощения постоянное c принять равным $c = m_h^2$, то

$$p_1 = \frac{1}{n_1}; \quad p_2 = \frac{1}{n_2} \quad \text{и} \quad p_3 = \frac{1}{n_3}.$$

Подставляя эти значения в формулу (23), получим вероятнейшее значение отметки узловой точки

$$H_A = \frac{H_A^I p_1 + H_A^{II} p_2 + H_A^{III} p_3}{p_1 + p_2 + p_3}.$$

Обобщая это выражение для n ходов, запишем

$$H_A = \frac{\sum_1^n H_i p_i}{\sum_1^n p_i}.$$

В последующих вычислениях высот точек в ходах значение H_A используют как высоту опорной точки.

Глава 10
СЪЕМКА ЗАСТРОЕННЫХ ТЕРРИТОРИЙ

§ 51. Общие сведения о топографических съемках

Совокупность геодезических измерений на земной поверхности для получения плана или карты называют *съемкой*. Если по результатам съемки на плане получают

положение контуров местности, то съемку называют *горизонтальной*, если рельеф — то *вертикальной*. Съемку, в результате которой получают контуры и рельеф, называют *топографической*.

В зависимости от конечной цели выполнения работ выбирают масштаб съемки. Если необходимы подробные сведения о местности, например, для разработки рабочих чертежей строительства, выбирают крупные масштабы 1 : 500, 1 : 1000. Если требуются общие сведения о значительной территории, то используют мелкие масштабы 1 : 10 000, 1 : 25 000 и т. д.

От масштаба зависит точность отображения элементов местности на плане или карте. Так, точность плана масштаба 1 : 500 характеризуется величиной $t = 0{,}1$ мм $\cdot 500 =$ $= 0{,}05$ м, а карты масштаба 1 : 25 000 — $t = 0{,}1$ мм $\times$ $\times$ 25 000 $= 2{,}5$ м. В соответствии с этим выбирается точность выполнения измерений на местности. Эти значения являются максимальной точностью графических построений на планах и картах. Инструкция по топографо-геодезическим работам [4] допускает среднюю погрешность в изображении предметов и контуров местности с четкими очертаниями до 0,5 мм относительно ближайших точек съемочного обоснования. В горных и залесенных районах это значение увеличивают до 0,7 мм.

Выбор высоты сечения рельефа зависит от масштаба съемки и характера местности. Стандартные нормальные высоты сечений приведены в табл. 2.

По названию основного прибора, которым выполняют работы, различают следующие виды съемок.

Теодолитную съемку производят с помощью теодолита и мерного прибора — землемерной ленты, измерительной рулетки.

Тахеометрическую съемку выполняют теодолитом-тахеометром.

Фототеодолитную съемку выполняют фототеодолитом т. е. прибором, в котором вместо зрительной трубы установлен фотоаппарат.

Аэрофотосъемку производят фотоаппаратом, установленным на самолете.

При выполнении съемок соблюдают требования общеобязательных инструкций Главного управления геодезии и картографии (ГУГК) и нормативных документов Госстроя СССР (строительные нормы — СН). В этих документах подробно регламентируются элементы местно-

сти, подлежащие съемке, методы выполнения работ, требования к точности их выполнения и форме отчетного материала. Съемки, выполняемые в соответствии с этими требованиями, называют *основными*.

Кроме этих съемок в отдельных случаях применяют специализированные топографические съемки. В этом случае снимают не всю ситуацию, а только необходимую ее часть, снижают или повышают требования к точности изображения на плане определенных элементов ситуации и рельефа, применяют нестандартные сечения рельефа.

§ 52. Горизонтальная съемка

Горизонтальную съемку застроенной территории в масштабах 1 : 500, 1 : 1000 и 1 : 200 выполняют с соблюдением принципа от общего к частному. Вначале осуществляют съемку фасадов зданий и ситуации проездов. Эта съемка служит как бы каркасом для съемки внутри кварталов.

При съемке с помощью измерений на местности определяют положение характерных точек ситуации (углов зданий, изгибов дорог и т. д.). В последующем с помощью графических построений на листе бумаги (плане) получают изображение этих точек и зарисовывают ситуацию в условных знаках. Различают следующие способы съемки.

1. Способ перпендикуляров (прямоугольных координат)

В этом способе мерный прибор (ленту или рулетку) укладывают в створ стороны теодолитного хода и из характерных точек ситуации опускают перпендикуляр на сторону хода. По мерному прибору определяют расстояние от начала отсчета (точки теодолитного хода) до основания перпендикуляра (абсциссу x) и измеряют длину перпендикуляра (ординату y). На рис. 65, *а* положение юго-западного угла здания характеризуют значениями $x_1 = 2{,}83$ м и $y_1 = 0{,}11$ м, а юго-восточного угла — значениями $x_2 = 28{,}54$ м и $y_2 = 0{,}81$ м.

Для построения углов здания на плане соединяют нанесенные ранее точки теодолитного хода *II* и *III*, откладывают по полученному створу значения абсцисс x в масштабе съемки, строят с помощью угольника перпендикуляры и откладывают в соответствующем масштабе

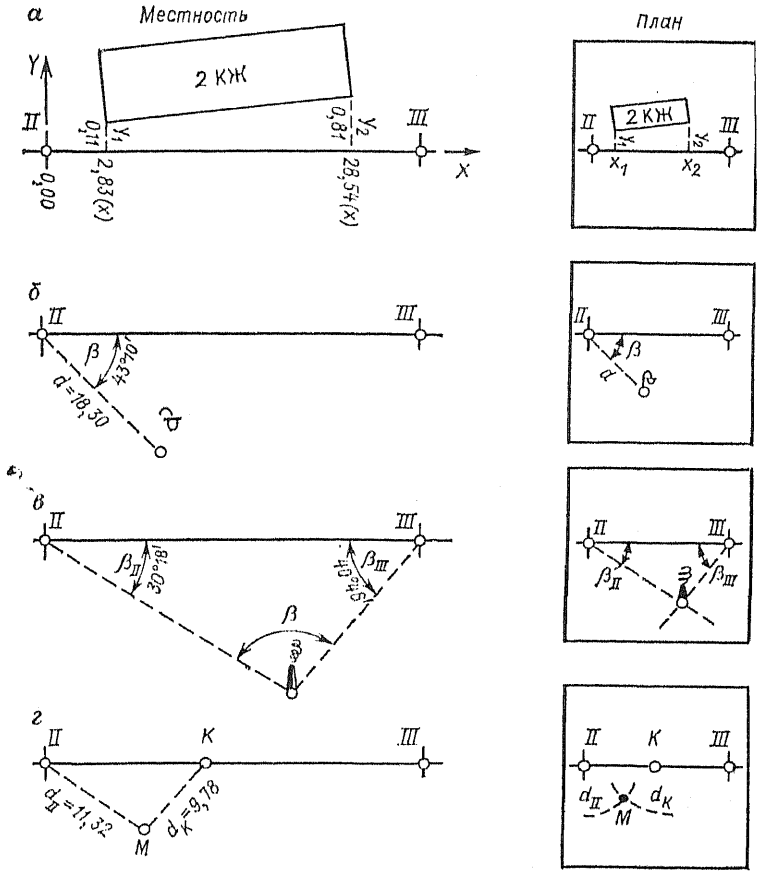


Рис. 65. Способы съемки ситуации:
а — перпендикуляров; *б* — полярный; *в* — угловой засечки; *г* — линейной засечки

значения ординат y. Полученные точки соединяют и получают изображение на плане фасада здания.

Частный случай, когда точка ситуации попадает непосредственно в створ линии ($y = 0$), называют *створным способом*.

Для повышения точности построений перпендикуляров на местности используют двухзеркальный эккер (рис. 66, *а*). В эккере имеются зеркала *ab* и *cd* (рис. 66, *б*), расположенные под углом 45°. Для нахождения основания перпендикуляра из юго-западного угла здания на сто-

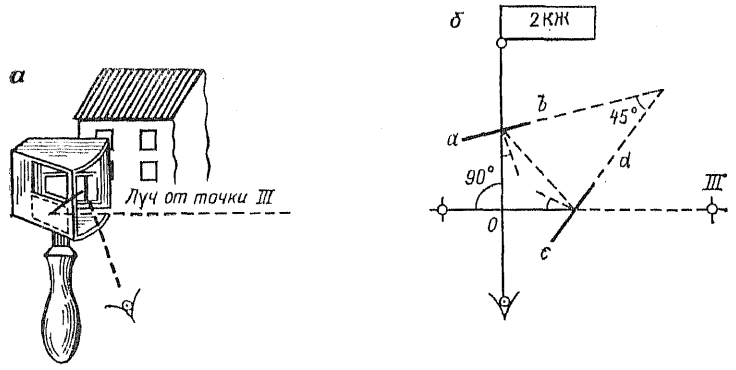


Рис. 66. Двухзеркальный эккер:
а — устройство; *б* — ход лучей

рону *II—III* теодолитного хода наблюдатель перемещается вдоль линии *II—III* до тех пор, пока угол здания в окошке эккера не совместится с изображением точки *III* в зеркале под этим окошком.

Для обеспечения необходимой точности съемки ограничивают длины перпендикуляров (ординат), а мерные приборы совмещают со сторонами хода по створным точкам, определяемым с помощью теодолита. Предельные длины перпендикуляров и расстояния между створными точками на сторонах хода приведены в табл. 9.

2. Способ полярных координат

В этом способе за полярную ось принимают сторону теодолитного хода, а за полюс — точку теодолитного хода. Положение снимаемой точки определяют полярным углом β и полярным расстоянием *d*. На рис. 65, *б* за полярную ось принята сторона теодолитного хода *II—III*,

Таблица 9. **Условия обеспечения точности съемок способом перпендикуляров**

Масштаб съемки	Длина перпендикуляра (м) при построении		Расстояние между створными точками, м
	на глаз	эккером	
1 : 500	4	20	40
1 : 1000	6	40	60
1 : 2000	8	60	80

Таблица 10. **Условия обеспечения точности съемок способом полярных координат**

Масштаб съемки	Предельная длина полярного расстояния, м	
	до твердого контура	до нетвердого контура
При измерении лентой		
1 : 500	120	150
1 : 1000	180	200
1 : 2000	250	300
Нитяным дальномером		
1 : 500	40	80
1 : 1000	60	100
1 : 2000	100	150

за полюс — точка *II*. Положение столба с фонарем определяют полярным углом $\beta = 43° 10'$ и полярным расстоянием $d = 18{,}30$ м.

Для построения точки на плане транспортиром откладывают от направления *II—III* полярный угол β и по полученному направлению отмеряют от точки *II* расстояние d в масштабе съемки.

При съемках различают так называемые твердые и нетвердые контуры. Твердые контуры имеют на местности резко очерченные границы. Например, углы зданий, бордюрный камень на улицах населенных пунктов, столбы электропередачи и т. п. Нетвердые контуры не имеют на местности резко очерченных границ. К ним относят границы навалов грунта, различных угодий, посадок растительности и т. п.

Для обеспечения точности съемки полярным способом ограничивают величину полярного расстояния. Максимальные значения расстояний приведены в табл. 10.

3. Способ угловых засечек

В этом способе для съемки характерной точки ситуации устанавливают теодолит последовательно на точках теодолитного хода и измеряют углы между стороной хода и направлением на предмет. На рис. 65, *в* измерены углы методом засечек $\beta_{II} = 30° 18'$ и $\beta_{III} = 40° 46'$ на трубу фабрики.

Для построения точки на плане откладывают по транспортиру в точках теодолитного хода значения β_{II} и β_{III},

проводят направления, а положение точки определяют по пересечению полученных линий.

Для обеспечения точности съемки необходимо, чтобы угол β при определяемой точке лежал в пределах от 30 до 150°. Наилучшим считается значение $\beta \approx 90°$.

4. Способ линейных засечек

В этом способе для съемки характерной точки измеряют расстояния от точки до двух точек планового обоснования. На рис. 65, *г* для съемки точки *М* измерены расстояния до определяемой точки от точки теодолитного хода *II* ($d_{II} = 11{,}32$ м) и от створной точки *К* ($d_K = 9{,}78$ м).

На плане положение точки *М* определяют как пересечение засечек циркуля с длинами d_{II} и d_K соответственно из точек *II* и *К*.

Способ линейных засечек применяют для съемки твердых контуров. Длины засечек более длины мерного прибора применяют редко. Максимальные длины засечек можно выбрать из табл. 10 в зависимости от метода измерения расстояния и масштаба съемки. Наиболее благоприятным в смысле точности съемки считается засечка равными расстояниями $d_{II} = d_K = d$.

Результаты измерений при съемке контуров местности заносят в абрис. *Абрис* — это схематический чертеж, на котором показаны контуры местности и приведены результаты измерений при съемке.

§ 53. Высотная съемка

Высотную съемку производят для отображения рельефа на контурных планах, составленных по результатам горизонтальной съемки. Рельеф на застроенных территориях отображают горизонталями в сочетании с отметками. Отметки характерных точек рельефа, колодцев, водосточных решеток и других выходов подземных коммуникаций, верха и низа насыпей, покрытий проезжей части улиц, тротуаров, входов в капитальные здания и цоколей зданий определяют техническим нивелированием. Пикетные точки располагают не реже 20 м при съемке масштаба 1 : 500, 30 м — при масштабе 1 : 1000 и 50 м — при масштабе 1 : 2000.

Для съемки улиц (проездов) нивелирование производят по поперечникам. Разбивку поперечников осуществляют

рулеткой. При нивелировании определяют высоты фасадной линии, бровки тротуара (бордюрного камня), лотка, оси улицы, дна кювета и других характерных точек рельефа.

Положение точек зарисовывают в абрис, а результаты нивелирования заносят в журнал. Все пикетные точки наносят на план и выписывают их отметки.

При высотной съемке части города, свободной от застройки (парка, сквера и т. п.), применяют тахеометрическую съемку.

Глава 11

СЪЕМКА НЕЗАСТРОЕННЫХ ТЕРРИТОРИЙ

§ 54. Тахеометрическая съемка

Сущность тахеометрической съемки

При тахеометрической съемке одновременно определяют плановое и высотное положение точек местности, что позволяет сразу получать топографический план местности.

Плановое положение характерных точек местности определяют полярным способом, высоты — тригонометрическим нивелированием. При этом расстояния измеряют нитяным дальномером, а горизонтальные и вертикальные углы — теодолитом. Все измерения выполняются достаточно быстро, что объясняет происхождение названия съемки. Слово «тахеометрия» в переводе с греческого означает «быстрое измерение».

Плановое и высотное положение точек в тахеометрии определяют с меньшей точностью, чем в горизонтальной и вертикальной съемках. Поэтому она применяется при съемке незастроенных территорий, где требования к точности ниже. Для обеспечения точности съемки длины полярных расстояний и густота пикетных точек (максимальные расстояния между ними) регламентированы в инструкции по топографо-геодезическим работам [4]. Основные значения этих величин приведены в табл. 11.

Приборы для тахеометрической съемки

Для производства тахеометрической съемки применяют теодолиты-тахеометры, т. е. теодолиты, имеющие вертикальный круг, устройство для измерений расстояний

Таблица 11. **Условия обеспечения точности тахеометрической съемки**

Масштаб съемки	Высота сечения рельефа, м	Максимальное расстояние между пикетами, м	Максимальная длина полярного расстояния (м)		
			рельефа	твердых контуров	нетвердых контуров
1 : 5000	0,5 1 2 5	60 80 100 120	250 300 350 350	150	200
1 : 2000	0,5 1 и 2	40 60	200 250	100	150
1 : 1000	0,5 1	20 50	150 200	80	100
1 : 500	0,5 1	15 20	100 150	60	80

и буссоль для ориентирования лимба. К теодолитам-тахеометрам относится большинство теодолитов технической точности, например Т30. Наиболее удобными для выполнения тахеометрической съемки являются номограммные определения превышений и горизонтальных проложений.

Номограммный тахеометр ТН (ТА-2). Отличительной особенностью ТН является наличие винта для перестановки лимба горизонтального круга и номограммное устройство для автоматического определения превышений и горизонтальных проложений. Это устройство состоит из номограммы, нанесенной на стеклянный вертикальный круг, закрепленный неподвижно в кожухе вертикального круга. При вращении зрительной трубы этот круг остается неподвижным, а в поле зрения трубы у отсчетного штриха *6* появляются его различные части *7* (рис. 67, *а*). Номограмма состоит из основной кривой *5*, кривой расстояний *2* и кривых превышений с коэффициентами 10, 20, 100 и —10, —20, —100. На рисунке видны кривые превышений *1* и *4* с коэффициентами —20 и —100.

Для определения горизонтальных проложений и превышений используют четырехметровые складные рейки

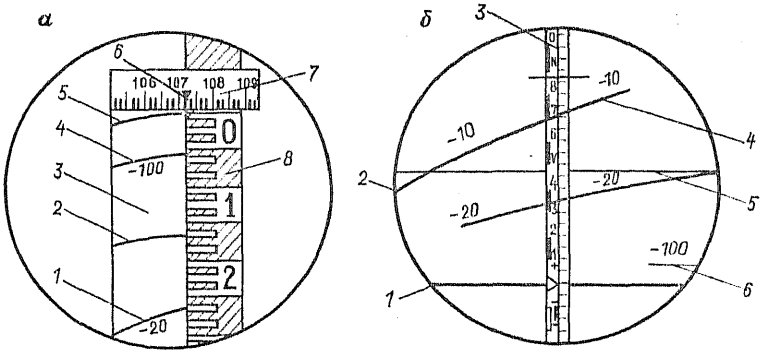


Рис. 67. Поле зрения трубы:
а — номограммного тахеометра ТН (ТА-2); *б* — тахеометра Дальта

с нижней выдвижной частью, устанавливаемой при измерениях на высоту теодолита. При производстве отсчетов наводят правую грань серебряной полоски *3* на левую грань рейки *8* и совмещают основную кривую *5* с нулем рейки. По кривой расстояний производят отсчет $n = 16{,}5$. Коэффициент дальномера прибора $K = 100$. В этом случае горизонтальное проложение измеряемой линии $d = Kn = 100 \cdot 16{,}5$ см $= 16{,}5$ м.

Для определения превышений производят отсчеты по кривым превышений и умножают их на коэффициенты, подписанные под кривой. На рис. 69, *б* можно определять превышения по кривым —20 и —100. Так, $h = 0{,}263 \times (-20) = -5{,}26$ м; $h = 0{,}053 \cdot (-100) = -5{,}30$ м.

Отметим, что более высокую точность в определении превышений обеспечивают кривые с малыми коэффициентами.

В приборе ТН (ТА-2) вертикальные углы определяют по шкале *7*. Для этого производят отсчет с помощью индекса *6*. На рис. 69, *б* отсчет при круге лево равен $Л = 107° 16'$. В приборе при горизонтальном положении трубы отсчет по вертикальному кругу $МО = 90°$. Угол наклона при этом вычисляют по формуле

$$\nu = МО - Л = П - 180° - МО.$$

В нашем примере $\nu = 90° - 107° 16' = 17° 16'$.

Номограммный тахеометр Дальта 020 выпускается народным предприятием «Карл Цейсс, Йена» (ГДР). Это оптический теодолит с номограммным устройством. В поле зрения трубы (рис. 67, *б*) видны

основная кривая *1*, кривая расстояний *2*, кривые превышений *4*, *5* и *6* соответственно с коэффициентами —10, —20 и —100. При взятии отсчетов вертикальную нить *3* совмещают со шкалой рейки, а основную кривую *1* — с началом отсчетов по рейке. Отсчеты берут как в теодолите ТН. На рис. 67, *б* горизонтальное проложение равно $d = 0{,}479 \cdot 100 = 47{,}9$ м, а превышение — $h = 0{,}700 \times (-10) = -7{,}00$ м или $h = 0{,}351 \cdot (-20) = -7{,}02$ м.

Производство тахеометрической съемки

Для обеспечения требуемой густоты съемочного обоснования (см. табл. 11) в дополнение к имеющейся сети прокладывают съемочные ходы. В этих ходах одновременно определяют положение точек хода (станций) и производят с них съемку местности. Съемочные ходы опираются на пункты съемочного обоснования. Для определения планового положения точек хода измеряют горизонтальные углы и длины сторон. При съемках в масштабе 1 : 500 длины сторон измеряют землемерными лентами или стальными рулетками, при съемках более мелких масштабов — нитяным дальномером в прямом и обратном направлениях. Линейная невязка хода при работе с нитяным дальномером не должна превышать 1 : 300 длины хода.

Высоты точек хода определяют тригонометрическим нивелированием. Углы наклона измеряют при двух положениях вертикального круга в прямом и обратном направлениях. Расхождения в превышениях не допускаются более 4 см на каждые сто метров расстояния. Допустимую высотную невязку хода (в метрах) вычисляют по формуле $f_{h\,доп} = 0{,}04S$, где S — длина хода в сотнях метров.

Съемку местности производят с точек съемочного обоснования (станций). На станции устанавливают теодолит, приводят его в рабочее положение и совмещают нулевой диаметр лимба (начало отсчетов по горизонтальному кругу) с одной из сторон обоснования, принятой за полярную ось. В этом случае отсчеты по горизонтальному кругу теодолита дают значения полярных углов, что существенно сокращает объемы работ на станции. Для определения полярного расстояния производят дальномерный отсчет n по рейке, установленной на определяемой точке местности (пикете), а горизонтальное проложение вычисляют по формуле

$$d = (Kn + c)\cos^2 \nu.$$

Для определения превышения h между станцией и пикетной точкой измеряют высоту теодолита $i_т$ и угол наклона ν. Если визирование осуществляли на отсчет v по рейке, то превышение вычисляют по формуле

$$h = d \operatorname{tg} \nu + i_т - v,$$

а высоту пикетной точки — по формуле

$$H = H_{ст} + h,$$

где $H_{ст}$ — высота станции.

Чтобы сократить объем вычислений, визирование обычно осуществляют на отсчет по рейке $v = i_т$. Тогда

$$h = d \operatorname{tg} \nu.$$

При съемке ситуации и рельефа определяют положение характерных точек и наносят их на план. Используя эти точки, производят построение элементов ситуации и рисовку рельефа.

При съемке ситуации в качестве характерных точек используют углы контуров. Так, на рис. 68, *а* для съемки границ кустарника выбраны углы поворота контура *11*, *12*, *13* и *1*.

На станции перед началом измерений составляют схематический чертеж (абрис), на котором зарисовывают элементы ситуации и показывают пикетные точки. В процессе измерения полярных углов и расстояний на абрисе проставляют номера пикетов. Образец абриса приведен на рис. 68, *б*.

На планах изображают не все контуры местности. Контуры менее 20 мм^2 ценных угодий и менее 50 мм^2 для участков, не имеющих хозяйственного значения, съемке не подлежат. Изгибы контура менее 0,5 мм на плане не показывают.

Кроме контуров на планах показывают следующие предметы местности: пункты геодезических сетей, строения, здания и сооружения, дорожная сеть, гидрография и гидротехнические сооружения, выходы подземных коммуникаций (в масштабах 1 : 500—1 : 2000), линии связи электропередач, приусадебные огороды, полисадники, полосы отчуждения, тротуары и т. д.

При съемке рельефа особое внимание уделяют выбору местоположения пикетных точек. На холме пикетные точки располагают на вершине и вдоль подошвы; в котловине — на дне и по бортам; на хребте и лощине —

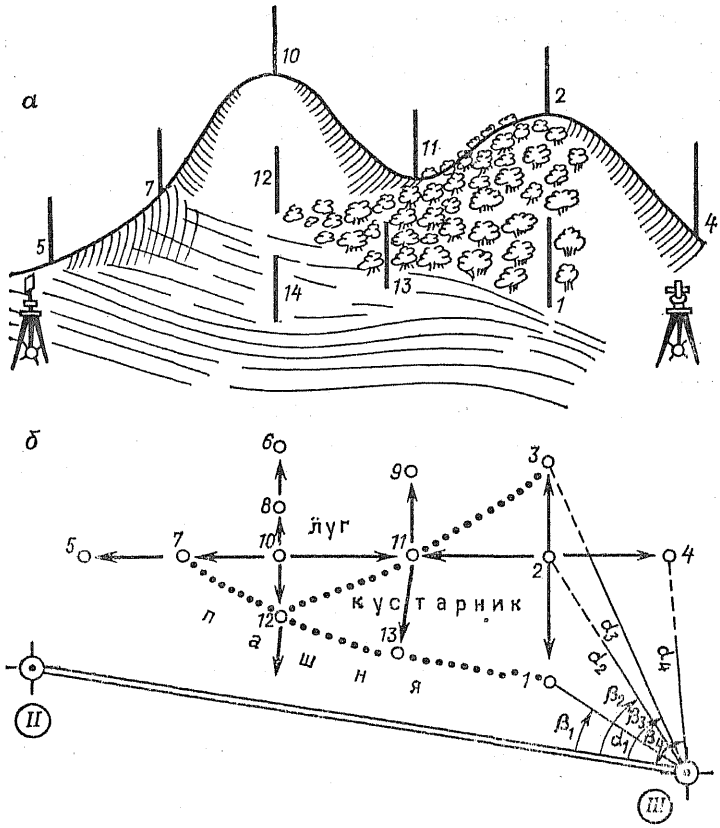


Рис. 68. Тахеометрическая съемка:
а — вид участка; *б* — абрис

по линиям водораздела и водослива. При съемке седловины к пикетным точкам по определению двух холмов добавляют точку на перевале. Кроме того, пикетные точки должны ограничивать (разделять на участки) скаты с *равномерными уклонами*.

На рис. 68, *а* пикетные точки *2* и *10* установлены на вершинах холмов, точки *1*, *13*, *14* и *15* расположены по подошве холмов, а точки *7* и *12* разделяют скаты *10-14* и *10-5* на участки *10-7*, *7-5* и *10-12*, *12-14* с равномерными скатами.

Одновременно с определением высот пикетных точек ведут абрис съемки (рис. 68, *б*). На абрисе, кроме место-

положения и названия пикетных точек, обязательно показывают стрелками направления и участки равномерного ската. Это позволяет при составлении плана правильно изображать формы рельефа.

Все результаты измерений при съемке записывают в журнал тахеометрической съемки. Там же производят вычисления горизонтальных проложений, углов наклона линий, превышений и высот пикетных точек.

Камеральная обработка тахеометрической съемки

При камеральной обработке проверяют журналы тахеометрической съемки и исправляют ошибки вычислений.

Графическую обработку съемки начинают с построения координатной сетки со сторонами 100 мм. Далее по координатам наносят на план пункты съемочного обоснования и подписывают их названия и высоты.

Пикетные точки наносят на план по значениям полярных углов и расстояний. Полярные углы строят по транспортиру, а полярные расстояния откладывают циркулем-измерителем с помощью поперечного масштаба. Около пикетных точек выписывают их номера и высоты. По углам поворота контуров, сообразуясь с зарисовками в абрисе, получают контуры угодий, а предметы местности обозначают условными знаками.

После построения ситуации переходят к отображению рельефа. Для этого по линиям равномерного ската проводят интерполяцию. *Интерполяция* — это определение промежуточных значений. В нашем случае (рис. 69, *а*) по известным высотам точек *A* и *B* и расстоянию *d* между

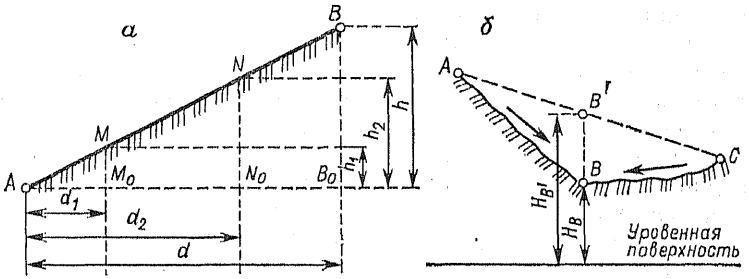


Рис. 69. Схема интерполирования высот:
а — равномерный склон; *б* — неравномерный склон

этими точками находят значения расстояний d_1 и d_2 от точки A до точек M и N с отметками H_M и H_N, равными отметкам горизонталей. Из подобия треугольников ABB_0, AMM_0 и ANN_0:

$$d_1 = \frac{h_1}{h} d \quad \text{и} \quad d_2 = \frac{h_2}{h} d,$$

где $h = H_B - H_A$; $h_1 = H_M - H_A$ и $h_2 = H_N - H_A$.

На плане откладывают отрезки d_1, d_2 и получают точки M, N, у которых подписывают их отметки. Интерполяцию проводят по всем участкам с равномерными скатами и получают ряд точек с отметками горизонталей. Точки с одноименными отметками соединяют плавными кривыми — получают изображение горизонталей.

Интерполяцию производят только по линиям с равномерным скатом. Рисунок 69, *б* иллюстрирует случай неверной интерполяции. Если интерполяцию провести между точками A и C, то вместо действительного положения точки B будет получена точка B' и соответственно вместо высоты H_B — высота $H_{B'}$.

Графическую обработку завершают оформлением плана. План вычерчивают в условных знаках, строят рамку и производят зарамочное оформление.

§ 55. Нивелирование поверхности

Топографические съемки масштабов 1 : 500, 1 : 1000 и 1 : 2000 с нивелированием поверхности проводят на местности со слабо выраженным рельефом или при высоких требованиях к точности определения отметок. Этот вид работ используют при проектировании гидромелиорационных систем, строительстве промышленных и гражданских зданий, благоустройстве территории и т. п.

Нивелирование поверхности производят:

проложением ходов по характерным линиям рельефа (водоразделам и водосливам) с использованием поперечников (рис. 70, *а*);

построением на местности правильных геометрических фигур, образующих сплошную сеть на всем снимаемом участке (рис. 70, *б*);

сочетанием перечисленных выше способов.

В первом способе рельеф изображается на плане горизонталями более точно и четко, так как учитываются основные его формы. За счет обоснованного выбора пикетных

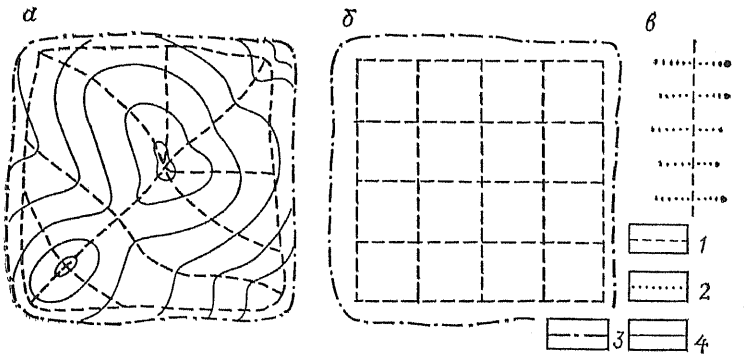


Рис. 70. Способы нивелирования поверхности:

а — по характерным линиям рельефа; *б* — по геометрически правильным фигурам; *в* — нивелирный ход с поперечниками: *1* — нивелирный ход; *2* — поперечник; *3* — граница участка; *4* — горизонталь

точек существенно сокращается объем полевых и камеральных работ. Способ применяют на местности с отчетливо просматриваемыми формами рельефа.

Второй способ более трудоемкий и слабо отображает формы рельефа. Этот способ применяют на местности со слабо различимыми формами рельефа. Например, на ровной местности или местности, покрытой сплошными зарослями кустарника.

Построение на местности геометрических фигур (сетки) осуществляют по принципу от общего к частному. Сначала строят внешний контур сетки (полигон), затем сетку из больших фигур со сторонами 200—400 м, после этого каждую из них разбивают на более мелкие со сторонами 40 м для съемки масштаба 1 : 2000 и сторонами 20 м для съемок масштабов 1 : 500 и 1 : 1000.

При нивелировании поверхности параллельно расположенные ходы соединяют между собой перемычками через 1000 м при съемке масштаба 1 : 2000 и через 600 м при съемке в масштабах 1 : 500 и 1 : 1000.

Перпендикулярно к направлению нивелирного хода строят поперечники (рис. 70, *в*). На поперечниках через каждые 40 м для масштаба 1 : 2000 и 20 м для масштабов 1 : 500, 1 : 1000 закрепляют точки (пикеты). Кроме этих точек закрепляют точки перегиба ската (плюсовые точки).

Одновременно с разбивкой точек нивелирного хода и поперечников при помощи землемерной ленты или стальной рулетки и эккера производят съемку ситуации, как при горизонтальной съемке застроенных территорий.

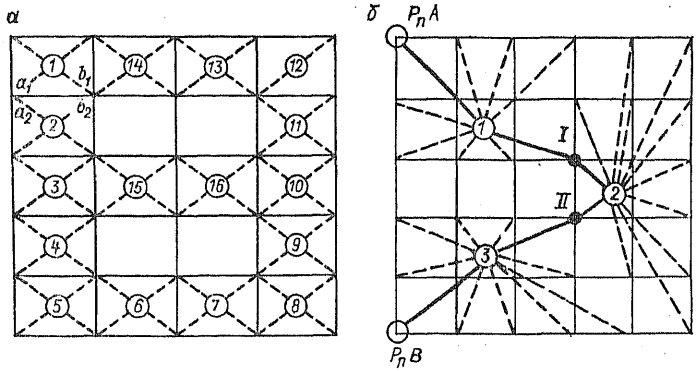


Рис. 71. Нивелирование фигур:
а — с большими сторонами; *б* — с малыми сторонами

Результаты съемки заносят в абрис или специальную пикетажную книжку.

По сторонам основной фигуры прокладывают теодолитный ход и ход технического нивелирования. Эти ходы опираются на пункты опорных геодезических сетей. Невязки ходов ограничивают величинами, предусмотренными требованиями к съемочному обоснованию.

Фигуры со сторонами 100 и 200 м нивелируют каждую в отдельности. Нивелир устанавливают примерно в середине фигуры и производят отсчеты по черной стороне рейки, установленной в его вершинах и на плюсовых точках. Отсчеты записывают на схеме фигур (рис. 71, *а*). Правильность отсчетов по рейкам контролируют методом сравнения разностей горизонтов инструмента на смежных станциях

$$a_1 - a_2 = b_1 - b_2,$$

где a_1 и a_2 — отсчеты на первую вершину фигуры со смежных станций; b_1 и b_2 — отсчеты на вторую вершину фигуры со смежных станций.

Нивелирование вершин фигур со сторонами 20 и 40 м производят с использованием промежуточных точек. На рис. 70, *б* сплошной линией показан нивелирный ход *PnA—I—II—PnB* со станциями *1*, *2* и *3*. Пунктирной линией показаны направления на промежуточные точки.

Обработку материалов нивелирования поверхности начинают с вычисления координат и высот точек по основному ходу (полигону). Вычисления выполняют как при

создании съемочного обоснования. Высоты точек основного полигона используют как опорные при вычислении высот вершин остальных фигур. Работы по нивелированию поверхности завершают составлением топографического плана участка.

Глава 12
ЭЛЕМЕНТЫ ФОТОГРАММЕТРИИ

§ 56. Общие сведения

Фотограмметрия — это научно-техническая дисциплина, занимающаяся определением размеров, формы и положения объектов по их изображениям на снимках.

Фотограмметрию применяют при создании топографических карт, инженерных изысканиях, контроле геометрических параметров сооружений, измерении их деформаций. В зависимости от решаемой задачи используют наземные, воздушные (аэрофотоснимки) или космические снимки.

Пригодные для измерений снимки должны быть получены в центральной проекции. Их получают специальными фотоаппаратами — метрическими фотокамерами, отличающимися от обычных тем, что объектив точно передает геометрическое подобие объекта — не имеет *дисторсии*. Кроме того, положение плоскости снимка относительно центра проекции — узловой точки фотографического объектива — измерено с высокой точностью. Это положение характеризуют элементами внутреннего ориентирования снимка P (рис. 72): фокусным расстоянием f съемочной камеры и координатами главной точки O в системе координат xy снимка, заданной четырьмя координатными метками на нем.

Главной точкой снимка O является основание перпендикуляра SO, опущенного из задней узловой точки объектива, а отрезок $S'O$ — фокусным расстоянием камеры. Координаты x_m, y_m любой точки снимка m, являющейся изображением точки M местности (рис. 73), могут быть

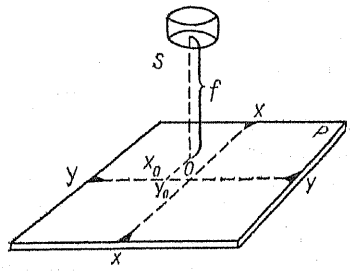


Рис. 72. Элементы внутреннего ориентирования снимка

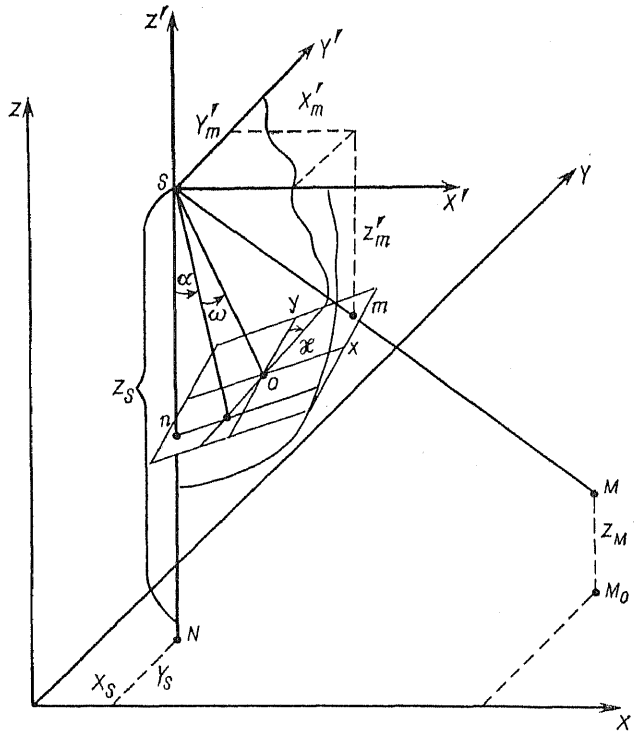


Рис. 73. Элементы внешнего ориентирования снимка

измерены в системе координат xy, заданной метками 1, 2, 3, 4 с началом координат в точке o. Желательно, чтобы эта точка совпадала с главной точкой снимка O, т. е. координаты $x_0 = y_0 = 0$, чего не всегда возможно добиться на практике. Поэтому элементы внутреннего ориентирования x_0, y_0, f и дисторсию объектива измеряют с погрешностью 0,002—0,005 мм и записывают в паспорт метрической фотокамеры.

Взаимно однозначное соответствие между координатами X_M, Y_M, Z_M, точки M местности в системе пространственных координат XYZ и координатами x_m, y_m ее изображения на снимке устанавливается через элементы внешнего ориентирования (рис. 73). Ими являются координаты X_S, Y_S, Z_S центра проекции снимка S в системе XYZ и углы: продольного наклона (α), поперечного наклона (ω) и разворота ($\varkappa$) снимка.

Для вывода формул зависимости между координатами X_M, Y_M, Z_M и x_m, y_m на рис. 73 построена вспомогательная система координат $X'Y'Z'$ с началом в точке S', параллельная системе XYZ.

Точка m, кроме координат x_m, y_m, имеет еще координаты X'_m, Y'_m, Z'_m (рис. 73) в системе X', Y', Z' и координаты X_m, Y_m, Z_m в системе XYZ, причем:

$$X_m = X_S + X'_m; \quad Y_m = Y_S + Y'_m; \quad Z_m = Z_S + Z'_m. \qquad (110)$$

Так как точка M лежит на прямой Sm, то, используя уравнение прямой, проходящей через две точки, можно записать:

$$\frac{X_M - X_S}{X_m - X_S} = \frac{Y_M - Y_S}{Y_m - Y_S} = \frac{Z_M - Z_S}{Z_m - Z_S},$$

считая точку M произвольной точкой прямой Sm.

Учитывая (110), запишем:

$$\frac{X_M - X_{S'}}{X'_m} = \frac{Y_M - Y_{S'}}{Y'_m} = \frac{Z_M - Z_{S'}}{Z'_m}; \qquad (111)$$

$$\begin{aligned}(X_M - X_S) &= (Z_M - Z_S)\, X'_m/Z'_m;\\ Y_M - Y_S &= (Z_M - Z_S)\, Y'_m/Z'_m.\end{aligned} \qquad (112)$$

Из формулы (111) можно получить только два уравнения вида (112), в которых имеются три неизвестных X_M, Y_M, Z_M. Следовательно, одного снимка недостаточно для определения положения точки. На практике обычно одна координата известна, например, при аэрофотосъемке кораблей в океане или горизонтальных строительных объектов, известна координата Z_M, тогда формулу (112) следует переписать в виде:

$$\begin{aligned}X_M &= X_S + (Z_M - Z_S)\, X'_m/Z'_m;\\ Y_M &= Y_S + (Z_M - Z_S)\, Y'_m/Z'_m.\end{aligned} \qquad (113)$$

Таким образом, формула (111) позволяет определить две координаты произвольной точки местности M по ее координатам на снимке, если известны элементы внутреннего и внешнего ориентирования снимка и одна координата точки M.

Для использования формулы (113) надо выразить величины X'_m, Y'_m, Z'_m через элементы внутреннего ориентирования f, x_0, y_0 и углы наклона снимка α, ω, $\varkappa$. Используя

формулы аналитической геометрии для поворота системы координат на углы α, ω, $\varkappa$, запишем:

$$X'_m = (x_m - x_0)\,a_1 + (y_m - y_0)\,a_2 - fa_3;$$
$$Y'_m = (x_m - x_0)\,b_1 + (y_m - y_0)\,b_2 - fb_3; \qquad (114)$$
$$Z'_m = (x_m - x_0)\,c_1 - (y_m - y_0)\,c_2 - fc_3.$$

Подставив значения X'_m, Y'_m, Z'_m из (114) в (113), получим:

$$X_M = X_S + \frac{(x_m - x_0)\,a_1 + (y_m - y_0)\,a_2 - fa_3}{(x_m - x_0)\,c_1 + (y_m - y_0)\,c_2 - fc_3};$$
$$Y_M = X_S + \frac{(x_m - x_0)\,b_1 + (y_m - y_0)\,b_2 - fb_3}{(x_m - x_0)\,c_1 + (y_m - y_0)\,c_2 - fc_3}. \qquad (115)$$

Коэффициенты $a_ib_ic_i$ $(i = 1, 2, 3)$ в аналитической геометрии известны как направляющие косинусы углов осей системы координат снимка xyf с осями системы xyz:

$$a_1 = \cos\alpha\cos\varkappa - \sin\omega\sin\alpha\sin\varkappa; \quad b_1 = \cos\omega\sin\varkappa;$$
$$a_2 = \cos\alpha\sin\varkappa - \sin\alpha\sin\omega\cos\varkappa; \quad b_2 = \cos\alpha\cos\varkappa;$$
$$a_3 = -\sin\alpha\cos\omega; \qquad b_3 = -\sin\omega; \qquad (116)$$
$$c_1 = \sin\alpha\cos\varkappa + \cos\alpha\sin\omega\sin\varkappa;$$
$$c_2 = -\sin\alpha\sin\varkappa + \cos\alpha\sin\omega\cos\varkappa;$$
$$c_3 = \cos\alpha\cos\omega.$$

Формулы (115), (116) позволяют определять две координаты X и Y точки M объекта по измеренным координатам x_my_m ее изображения на снимке, если известны элементы внутреннего и внешнего ориентирования при условии, что третья координата точки Z_M заранее известна.

В инженерно-строительной практике распространен частный случай фотограмметрической съемки, когда главный луч SO совмещают с одной из координатных осей, например Z. Тогда углы $\alpha = \omega = \varkappa = 0$, $a_1 = a_2 = a_3 = 1$, а все остальные направляющие косинусы равны 0. Формулы (115), (116) для этого случая имеют вид:

$$X_M = X_S + (Z_M + Z_S)\,x_m/f; \quad Y_M = Y_S + (Z_M - Z_S)\,y_m/f.$$

Для определения трех координат точек объекта необходимо иметь его изображение на двух снимках $P_л$ и $P_п$, снятых с двух точек $S_л$ и $S_п$, разнесенных на расстояние B, называемое *съемочным базисом* (рис. 74). В определении координат точки M участвуют два снимка $P_л$ — левый

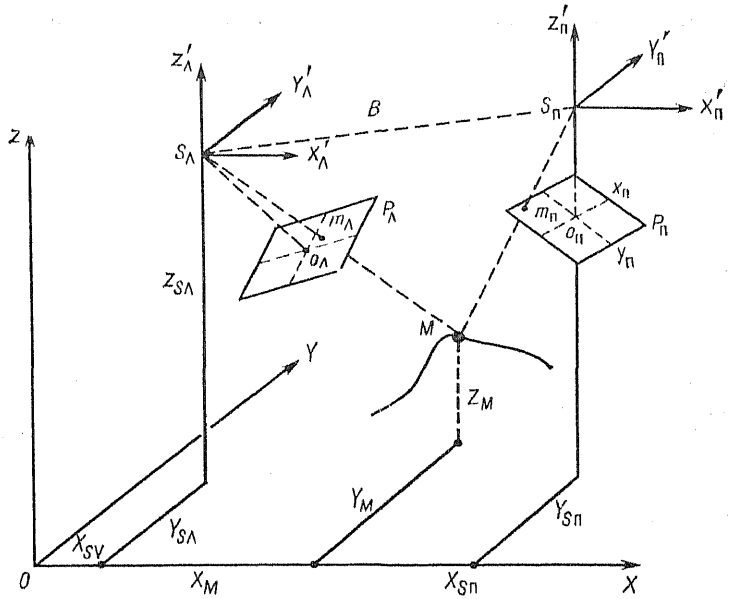


Рис. 74. Схема стереоскопической съемки

и $P_п$ — правый. Изображение точки M на левом $m_л$ и правом $m_п$ снимках имеет координаты $x_{mл}$, $y_{mл}$ и $x_{mп}$, $y_{mп}$. Соответственно все элементы ориентирования каждого снимка обозначаются дополнительным индексом Л или П, например, $X_{Sл}$, $Y_{Sл}$, $Z_{Sл}$, ..., $\alpha_п$, $\omega_п$, $\varkappa_п$, ..., $x_{oл}$ и т. д.

Координаты точки M получают по формулам:

$$X_M = NX'_{mл} + X_{Sл}; \quad Y_M = NY'_{mл} + Y_{Sл}; \quad Z_M = NZ'_{mл} + Z_{Sл}, \tag{117}$$

где

$$N = \frac{B_X Z'_{mп} - B_Z Y'_{mп}}{Y'_{mл} Z'_{mп} - Z'_{mл} Y'_{mп}} = \frac{B_Z X'_{mп} - B_X Z'_{mп}}{Z'_{mл} X'_{mл} - X'_{mл} Z'_{mп}} = \frac{B_X Y'_{mп} - B_Y X'_{mп}}{X'_{mл} Y'_{mп} - Y'_{mл} X'_{mп}}.$$

Здесь величины $X'_{mл}$, $Y'_{mл}$, $Z'_{mл}$, а также $X'_{mп}$, $Y'_{mп}$, $Z'_{mп}$ вычисляют по формулам (114) и (116) с использованием соответствующих значений элементов внутреннего и внешнего ориентирования левого и правого снимков.

Из трех значений скалярной величины N следует выбирать ту, в числителе которой находится максимальное значение разностей координат точек $S_п$ и $S_л$: $B_X = X_{Sп} - X_{Sл}$; $B_Y = Y_{Sп} - Y_{Sл}$; $B_Z = Z_{Sп} - Z_{Sл}$.

В инженерно-строительной практике одну из осей (X) системы координат XYZ выбирают параллельной линии базиса $S_л - S_п$, главные лучи снимков $S_л o_л$ и $S_п o_п$ располагают параллельно другой оси (Y или Z), а начало координат переносят в точку $S_л$. В этом случае формулы (117) упрощаются:

$$X_M = (X_{Sп} - X_{Sл})\, x_{mл}/(x_{mл} - x_{mп});$$
$$Y_M = (X_{Sп} - X_{Sл})\, x_{mл}/(x_{mл} - x_{mп});$$
$$Z_M = (X_{Sп} - X_{Sл})\, x_{mл}/(x_{mл} - x_{mп}).$$

Разности $x_{mл} - x_{mп}$ являются смещением (*параллаксом*) p_m точки m. Его величина обратно пропорциональна удалению точки от съемочной камеры. Разность $X_{Sп} - X_{Sл}$ является съемочным базисом B (см. рис. 74). Приняв это обозначение, можно записать: $X_M = Bx_{mл}/p_m$; $Y_M = By_{mл}/p_m$, $Z_M = Bf/p_m$. Аналогичное смещение изображения каждой точки объекта относительно центрального пятна сетчатки происходит в глазах человека. Рассматривая какой-либо объект, человек выделяет точку фиксации внимания. Инстинктивно глаза поворачиваются так, чтобы эта точка попадала в наиболее чувствительное место сетчатки — центральную ямку желтого пятна. Смещение (параллакс) изображений остальных точек воспринимается как удаление или приближение этих точек относительно точки фиксации, т. е. объемное восприятие объекта — естественный стереоэффект.

Наличие двух снимков объекта позволяет получить его объемное изображение — *искусственный стереоэффект*. Он возникает при одновременном рассматривании левого снимка левым глазом, а правого — правым, с фиксацией зрения на одноименной точке объекта на каждом снимке. Обязательным условием является ориентирование осей снимков аналогично съемочному, расположение глаз наблюдателя вдоль линии базиса и отсутствие разномасштабности снимков более 16 %.

Искусственный стереоэффект широко используется при измерении координат точек на снимках, так как позволяет наблюдателю воспринимать трехмерное, пространственное изображение объекта. Измерение коор-

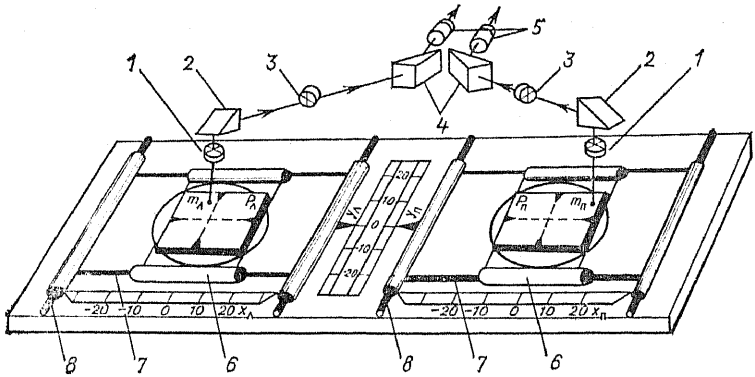


Рис. 75. Схема стереокомпаратора

динат точек на снимках выполняется на оптико-механических приборах, называемых стереокомпараторами (рис. 75). Левый $P_л$ и правый $P_п$ снимки устанавливают на соответствующих каретках *6*, двигающихся по направляющим *7*, параллельным осям *x-x* снимков, которые в свою очередь передвигаются в перпендикулярном направлении по направляющим *8*, параллельным осям *y-y* снимков.

Изображение точек $m_л$ и $m_п$ передается через объектив *1*, призмы *2* и *4* бинокулярного микроскопа в левый и правый окуляры *5*, в фокальной плоскости которых находятся измерительные марки *3*. Передвигая каретки со снимками по четырем направляющим, можно совместить изображение марок с идентичными точками. При этом наблюдатель увидит в окулярах микроскопа пространственную модель объекта и одну марку вместо двух, так как две одинаковые марки рассматриваются на фоне двух изображений, сливающихся в воображении человека в одну пространственную картину, состоящую из объекта и марки, висящей в пространстве. Передвигая снимки, наблюдатель может коснуться маркой любой точки объемного изображения объекта и взять отсчеты $x_л$, $y_л$, $x_п$, $y_п$ по соответствующим шкалам прибора.

Современные стереокомпараторы — высокоточные, автоматизированные измерительные приборы, состоящие из измерительного блока, собственно стереокомпаратора, блока управления, служащего для преобразования измеряемых величин в цифровую форму, и пишущего

автомата, укомплектованного автоматической пишущей машинкой, ленточным перфоратором и устройством для считывания и печати буквенно-цифровой информации с перфоленты. Точность измерения координат $\pm 0{,}002$ мм, размер измеряемых снимков до 230×230 мм. Масса трех блоков 750 кг.

Стереокомпараторы позволяют наблюдать стереомодель местности, измерять координаты одноименных точек на стереопаре снимков для вычисления на ЭЦВМ пространственных координат точек объекта по формулам (115—117). В этих формулах, кроме измеренных на стереокомпараторе координат точек на снимках, участвуют элементы внутреннего и внешнего ориентирования.

Элементы внутреннего ориентирования x_0, y_0, f левого и правого снимков записаны в паспорта съемочных камер, их величины ежегодно контролируют в метрологических лабораториях.

Элементы внешнего ориентирования X_S, Y_S, Z_S, α, ω, $\varkappa$ правого и левого снимков при наземной стереосъемке измеряют геодезическими методами во время фотографирования. При воздушной или космической съемке элементы внешнего ориентирования чаще всего определяют аналитическим путем на ЭВМ. Это возможно, если на снимке изобразились три и более точки местности с известными координатами XYZ. Из формул (115) и (116) следует, что координаты точки местности зависят от координат ее изображения на снимках x_m, y_m и элементов ориентирования снимков. Для их определения формулы (115) можно представить в виде:

$$
\begin{aligned}
&x_m = x_0 - f\,(a_1\,(X_M - X_s) + b_1\,(Y_M - Y_s) + \\
&+ c_1\,(Z_M - Z_s))/Z^*; \\
&y_m = y_0 - f\,(a_2\,(X_M - X_s) + b_2\,(Y_M - Y_s) + \\
&+ c_2\,(Z_M - Z_s))/Z^*; \\
&Z^* = a_3\,(X_M - X_s) + b_3\,(Y_M - Y_s) + c_3\,(Z_M - Z_s).
\end{aligned}
\qquad (118)
$$

Если в эти формулы подставить грубо определенные элементы ориентирования X_s^0, Y_s^0, Z_s^0, α^0, ω^0, $\varkappa^0$ и выполнить вычисления по формулам (118), то в правой части получим приближенные значения x_m^0, y_m^0, отличающиеся от величин x_m, y_m на величины dx_m, dy_m:

$$dx_m = x_m - x_m^0; \quad dy_m = x_m - x_m^0.$$

Эти разности есть следствие грубого определения элементов ориентирования. Очевидно, что для того, чтобы получить точные значения x_m, y_m, в (118) надо подставить уточненные значения элементов внешнего ориентирования:

$$X_s = X_s^0 + dX_s; \quad Y_s = Y_s^0 + dY_s; \quad Z_s = Z_s^0 + dZ_s;$$

$$\alpha = \alpha^0 + d\alpha; \quad \omega = \omega^0 + d\omega; \quad \varkappa = \varkappa^0 + d\varkappa.$$

Так как dx_m и dy_m есть приращения функций (118), а dX_s, dY_s, dZ_s, $d\alpha$, $d\omega$, $d\varkappa$ — приращения аргументов тех же функций, то:

$$\partial x_m = \frac{\partial x_m}{\partial X_s} dX_s + \frac{\partial x_m}{\partial Y_s} dY_s + \frac{\partial x_m}{\partial Z_s} dZ_s + \frac{\partial x_m}{\partial \alpha} \partial\alpha +$$

$$+ \frac{\partial x_m}{\partial \omega} d\omega + \frac{\partial x_m}{\partial \varkappa} d\varkappa;$$

$$\partial y_m = \frac{\partial y_m}{\partial X_s} dX_s + \frac{\partial y_m}{\partial Y_s} dY_s + \frac{\partial y_m}{\partial Z_s} dZ_s + \frac{\partial y_m}{\partial \alpha} d\alpha +$$

$$+ \frac{\partial y_m}{\partial \omega} d\omega + \frac{\partial y_m}{\partial \varkappa} d\varkappa, \qquad (119)$$

где $\frac{\partial x}{\partial X_s}$, $\frac{\partial x}{\partial Y_s}$, ..., $\frac{\partial y}{\partial Y_s}$, ..., $\frac{\partial y}{\partial \varkappa}$ — частные производные функции (118).

Для нахождения шести неизвестных поправок dX_s, dY_s, dZ_s, $d\alpha$, $d\omega$, $d\varkappa$, надо иметь систему из шести и более уравнений вида (119). Так как одна точка местности имеет две координаты на снимке x_m и y_m, для решения уравнений (119) достаточно иметь три и более точек местности с известными координатами X, Y, Z. Точки должны быть равномерно расположены по площади снимка. Определение элементов ориентирования снимков методом последовательных приближений и вычисление координат любого количества точек местности по формулам (114), (115), (117) выполняется на ЭВМ. Следовательно, по стереопаре снимков можно определить все три координаты любой точки сфотографированного объекта, т. е. определить его размеры и положение в пространстве по стереоскопической модели. Эта модель может быть построена в пространстве, как совокупность точек пересечения лучей $S_л m_л$ и $S_п m_п$, проходящих через центры проекций S и изображение точек m на снимках, если левый и правый снимки стереопары $P_л$ и $P_п$ расположены один относительно другого так же, как в момент фотографирования, т. е. снимки должны быть взаимно ориентированы. Стереомодель может быть построена оптико-механическим путем,

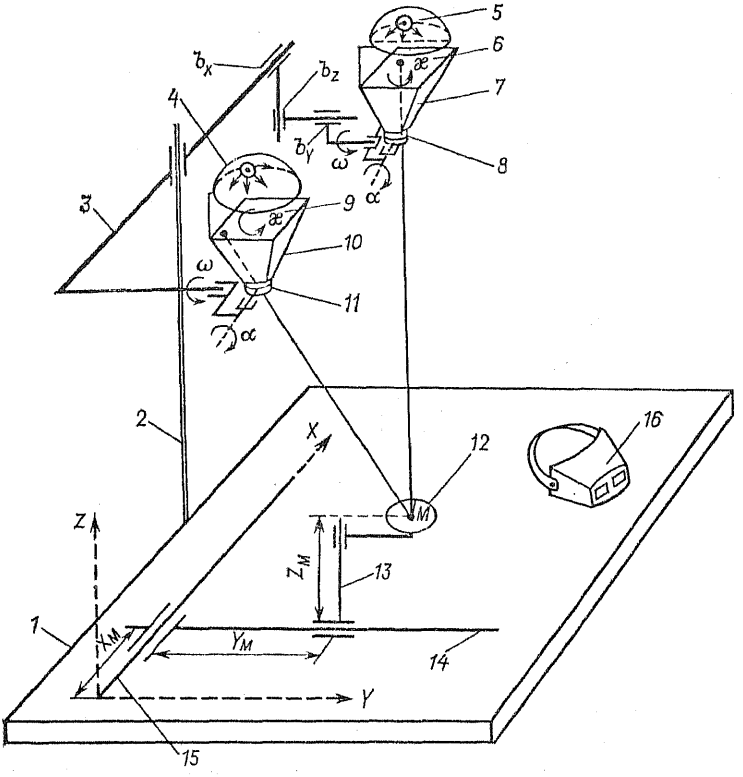


Рис. 76. Схема универсального прибора проекционного типа

как объемное оптическое изображение, создаваемое проектированием двух плоских изображений снимков стереопары в пространство.

Приборы, выполняющие построение стереомодели и ее измерение, называют *стереофотограмметрическими*. На рис. 76 представлена схема универсального стереофотограмметрического прибора проекционного типа.

Прибор состоит из правой *7* и левой *10* проекционных камер, удерживаемых над столом *1* при помощи вертикальной *2* и базисной *3* штанг. Фотоснимки *6* и *9* освещены осветителями *4* и *5*. Объективы *8* и *11* строят изображение снимков в пространстве, где помещены направляющие координатографа *13*, *14*, *15*, параллельные осям *ZYX*. Свет осветителей при помощи фильтров поляри-

зуется в двух перпендикулярных плоскостях, а наблюдатель рассматривает пространство под камерами через очки *16* с соответствующими поляризационными фильтрами. В результате наблюдатель левым глазом видит изображение только левого снимка, а правым — только правого, что является одним из условий возникновения стереоэффекта.

Камеры *7* и *10* могут быть повернуты в карданных шарнирах на углы α, ω вокруг оптических центров объективов *8* и *11*, а снимки *6*, *9* — развернуты на углы $\varkappa$. Правую камеру *7* можно передвигать на каретках b_X, b_Y, b_Z параллельно осям XYZ. Эти угловые и линейные движения камер позволяют производить взаимное и внешнее ориентирование снимков и устанавливать в заданном масштабе величину съемочного базиса B путем смещения кареток b_X, b_Y, b_Z на величины:

$$b_X = (X_{Sп} - X_{Sл}); \quad b_Y = (Y_{Sп} - Y_{Sл}); \quad b_Z = (Z_{Sп} - Z_{Sл}),$$

где b_X, b_Y, b_Z — величины базисных составляющих по осям X, Y, Z в масштабе модели; m — знаменатель масштаба модели.

Для взаимного ориентирования правый снимок *6* должен быть установлен в то же положение, какое он занимал при съемке относительно левого снимка *9*. Тогда в пространстве под камерами возникает объемное изображение объекта, видимое в поляризационные очки. Возникновение двоения изображения есть следствие нарушения взаимного ориентирования. Устранение двоения по всей стереомодели производят многократными последовательными доворотами камер *7* и *10*, снимков *6* и *9*, а также сдвигами кареток b_X, b_Y, b_Z.

Для внешнего ориентирования необходимо повернуть (*горизонтировать*) и *масштабировать стереомодель* так, чтобы координаты точек, измеренные по стереомодели, соответствовали их геодезическим координатам.

Измерение координат по стереомодели выполняется на трехосном координатографе с направляющими *13*, *14*, *15*, задающими в пространстве прибора оси XYZ. По направляющим двигаются каретки, перемещающие в плане и по высоте измерительный столик *12* со светящейся точкой — маркой. Координаты марки $X_M Y_M Z_M$ отсчитывают по шкалам, имеющимся на направляющих координатографа.

Внешнее ориентирование стереомодели выполняют по трем и более опорным точкам, геодезические координаты XYZ которых должны быть известны заранее. Измерив координаты опорных точек по стереомодели путем совмещения марки M с их изображениями, сравнивают полученные результаты с известными. По расхождениям координат определяют величины углов наклона и масштабный коэффициент. Масштабирование выполняют путем пропорционального изменения базисных компонент b_X, b_Y, b_Z, а горизонтирование — поворотом обеих проекционных камер. Ориентирование выполняют методом последовательных приближений до тех пор, пока расхождение координат и высот опорных точек не уменьшится до величин, регламентированных точностью работы прибора и качеством снимков.

Сгущение сети опорных геодезических точек

Определение элементов ориентирования снимков, их трансформирование, а также горизонтирование и масштабирование стереомоделей на универсальных приборах выполняют по опорным точкам. Их координаты должны быть определены геодезическими измерениями на местности. С целью сокращения трудоемких и дорогостоящих геодезических работ, по фотоснимкам строят сети фототриангуляции, позволяющие определять элементы ориентирования снимков и координаты опорных точек для обработки нескольких десятков аэрофотоснимков по 4—5 геодезическим опорным точкам. Сущность фототриангуляции состоит в построении, восстановлении модели участка местности по большому числу перекрывающихся снимков путем реализации их взаимных геометрических связей. Наиболее часто используют условие прохождения луча через три точки S_i, m_i, M_i (рис. 77), а также условие пересечения лучей S_1m_1, S_2m_2, S_3m_3 в точках M_1, M_2, M_3.

Для восстановления модели надо добиться такого положения снимков, чтобы одноименные лучи Sm соседних снимков пересекались в пространстве в точках M_1, M_2, M_3, а лучи S_1m_{01}, S_4m_{04} проходили через опорные геодезические точки M_{01}, M_{04}, т. е. произвести взаимное и внешнее ориентирование.

При построении фототриангуляции эти операции производят одновременно или последовательно для несколь-

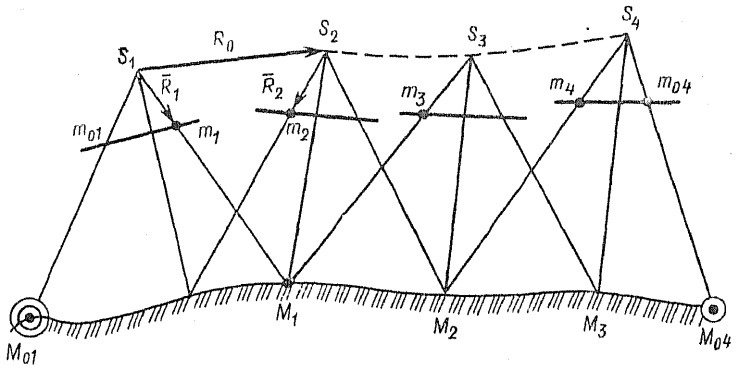


Рис. 77. Схема пространственной фототриангуляции

ких рядов снимков (см. рис. 79). Фототриангуляция может быть выполнена на универсальном стереоприборе или аналитически, путем обработки на ЭВМ координат точек, измеренных по снимкам на стереокомпараторе.

Пересечение лучей S_1m_1 и S_2m_2 в точке M в векторной форме записывается так: $R\ (\bar{R}_1 \times \bar{R}_2) = 0$ (рис. 77), а в координатной —

$$F(X_S Y_S Z_S \alpha\omega\varkappa) = \begin{vmatrix} X_{S1} & Y_{S1} & Z_{S1} & 1 \\ X_{S2} & Y_{S2} & Z_{S2} & 1 \\ X'_{m1} & Y'_{m1} & Z'_{m1} & 1 \\ X'_{m2} & Y'_{m2} & Z'_{m2} & 1 \end{vmatrix} = 0,$$

где $X'_{m\,1,2}$, $Y'_{m\,1,2}$, $Z'_{m\,1,2}$ — вычисляются по формулам (114), (116).

Вычисление элементов ориентирования снимков нескольких маршрутов, подобных представленным на рис. 77 и 79, *в*, выполняют в таком порядке. Сначала задаются приближенными значения X_S^0, Y_S^0, Z_S^0, α^0, ω^0, $\varkappa^0$ для всех снимков. Затем, считая элементы ориентирования всех окружающих снимков исходными, находят поправки δX_{S1}, δY_{S1}, δZ_{S1}, $\delta\alpha_1$, $\delta\omega_1$, $\delta\varkappa_1$ к элементам ориентирования первого снимка. Для этого по всем парам соответствующих точек снимка составляют и решают систему уравнений поправок:

$$\bar{a}_i\,\delta X_{S1} + b_i\,\delta Y_{S1} + \bar{c}_i\,\delta Z_{S1} + d_i\,\delta\alpha_1 + e_i\,\delta\omega_1 + g_i\,\delta\varkappa_1 + l_i = v_i, \qquad (120)$$

где $\overline{a}_i$, $\overline{b}_i$, ..., $\overline{g}_i$ — частные производные от F по X_S, Y_S, Z_S, α, $\varkappa$ в точках 1, 2, ..., i первого снимка; l_i — свободный член уравнений ($l_i = F\left(X_S^0 Y_S^0 Z_S^0 \alpha\, \omega \varkappa\right) \neq 0$, так как вычисляется по приближенным значениям элементов ориентирования); v_i — остаточный член уравнений поправок, возникающий только при $i > 6$.

По результатам решения (120) вычисляют уточненные значения элементов ориентирования первого снимка в первом приближении:

$$X_S^1 = X_S^0 + \delta X_S;\quad Y_S^1 = Y_S^0 + \delta Y_S;\quad Z_S^1 = Z_S^0 + \delta Z_S;$$
$$\alpha^1 = \alpha^0 + \delta\alpha;\quad \omega^1 = \omega^0 + \delta\omega;\quad \varkappa^1 = \varkappa^0 + \delta\varkappa.$$

После этого переходят к составлению уравнений поправок (120) и их решению для второго, третьего и т. д. снимков. По окончании обработки последнего снимка возвращаются к первому снимку. Процесс повторяют несколько раз, до тех пор пока поправки δX_S, δY_S, δZ_S, $\delta\alpha$, $\delta\omega$, $\delta\varkappa$ не станут пренебрегаемо малыми.

Система уравнений (120) не содержит геодезических координат точек, поэтому решение получается в произвольной системе координат и масштабе модели. Для определения элементов ориентирования в геодезической системе координат систему (120) надо решать совместно с уравнениями вида (119) для тех снимков, на которых изобразились опорные геодезические точки. Для блока из 4—5 маршрутов по 8—12 снимков в каждом, достаточно иметь 5—6 опорных геодезических точек (см. рис. 79, *в*).

Таким образом, объем полевых геодезических работ сокращается в несколько десятков раз, так как вычисленные элементы ориентирования снимков позволяют вычислять координаты любого количества опорных точек для ориентирования или трансформирования снимков.

Изложенные в данном параграфе зависимости и способы измерений координат точек объектов по стереопарам снимков применимы ко всем видам стереофотограмметрической съемки: наземной, воздушной, космической. Они используются как при картографировании местности, так и при решении различного рода инженерно-геодезических, инженерно-строительных и других технических задач — во всех случаях, когда измерения координат позволяют определять положение и форму объекта, отклонение формы сооружения от проекта, определять величины смещений, осадок и деформаций сооружений. Стерео-

фотограмметрические методы применяют при выполнении массовых замеров в лабораторных условиях, на труднодоступных объектах.

Относительные погрешности определения координат точек объектов при аналитической обработке составляют 1/5000—1/7000 от расстояния до объекта, а на приборах универсального типа 1/3000—1/5000.

Важным преимуществом стереофотограмметрического метода измерений является его дистанционность, документальность, высокая точность и высокая производительность при массовых измерениях. Недостатком метода следует считать малую оперативность вследствие его многостадийности, сложность и высокую стоимость применяемого оборудования.

§ 57. Фототопографические съемки

Одним из первых технических применений фотографии были попытки составления планов местности по фотоснимкам, полученным с воздушных шаров и горных вершин. Первый вид съемки характеризуется нестабильностью положения фотокамеры в пространстве и, следовательно, требует определения элементов ориентирования. Развитие этого вида съемки привело к созданию научно-технической дисциплины — аэрофототопографии. Второй вид съемки — наземный, характеризуется тем, что элементы ориентирования снимков могут быть точно измерены. Он применяется при картографировании высокогорных территорий в крупных масштабах, а также при исследовании геометрии различного рода конструкций и механизмов.

Аэрофототопографическая съемка

Это наиболее совершенный и производительный способ создания топографических карт, основанных на использовании аэро- и космофотоснимков. В аэро- и космофотосъемках в качестве съемочной камеры используются аэрофотоаппараты (АФА). Они представляют собой автоматическую метрическую фотокамеру, выполняющую перемотку пленки, ее выравнивание в плоскость, взвод затвора и экспозицию по сигналам командного прибора (КП). Этот прибор управляет также регистратором радиовысотомера и другими приборами для определения элементов внешнего ориентирования снимков в полете.

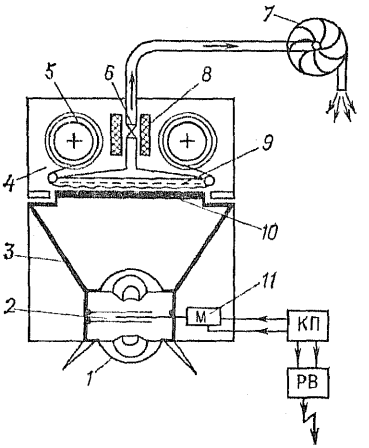
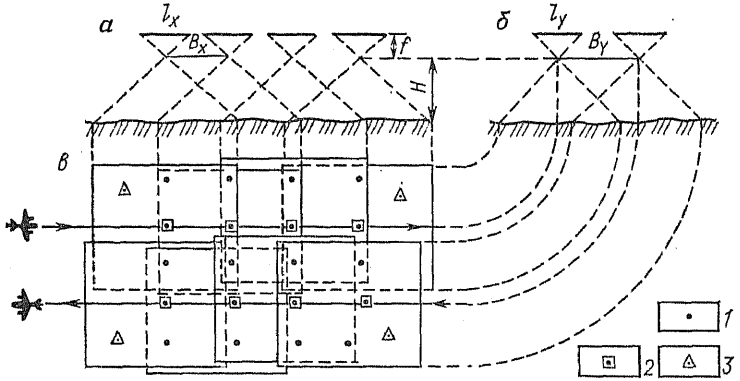


Рис. 78. Схема аэрофотоаппарата

Рис. 79. Схема многомаршрутной аэрофотосъемки и расположения точек при фототриангуляции:

а — продольное перекрытие снимков в маршруте; *б* — поперечное перекрытие снимков; *в* — расположение маршрутов: *1* — определяемые точки, *2* — главные точки снимков, *3* — опорные геодезические точки



Топографические АФА имеют формат снимков от 80×80 мм до 300×300 мм, а фокусные расстояния объективов от 50 до 500 мм. Объективы АФА дают высококачественное изображение объектов с минимальными отклонениями от центральной проекции. Его конструкция и материалы обеспечивают стабильность координат главной точки снимка x_0y_0 и фокусного расстояния камеры f. Значения этих параметров измеряют с точностью 0,002—0,005 мм. Схема АФА представлена на рис. 78. По электросигналу КП срабатывает радиовысотомер (РВ) и фотозатвор *2*. Свет через объектив *1* экспонирует фотопленку *5*. Далее соленоид *8* поднимает прижимной стол *9* и закрывает вакуумный клапан *6*, чем освобождает фотопленку от прижима. Мотор *11* кассеты *4* перематывает фото-

пленку *5* на один кадр, открывает клапан *6* и включает вакуум-помпу *7*, при этом фотопленка присасывается к плоскости стола *9*. Соленоид *8* опускает стол *9* и прижимает пленку к прикладной рамке *10*, расположенной в фокальной плоскости объектива *1*. Мотор *11* камеры *3* взводит пружину фотозатвора *2* — АФА готов к следующей экспозиции.

В комплект аэросъемочных приборов входят: командный прибор КП, топографический радиовысотомер РВ, статоскоп, гиростабилизирующая фотоустановка. Радиовысотомер определяет высоту фотографирования H в момент экспозиции. Статоскоп служит для определения разностей высот фотографирования соседних снимков по разности атмосферного давления в моменты экспозиций. Гиростабилизирующая фотоустановка удерживает аэрофотоаппарат в горизонтальном положении с погрешностью 5—10′. Кроме того, в полете могут определяться координаты $X_S Y_S Z_S$ каждого снимка при помощи радио- и светодальномерных измерений.

Аэрофотосъемку для топографических и изыскательских целей выполняют при положении плоскости снимков, близком к горизонтальному. Съемку выполняют маршрутами вдоль линии движения летательного аппарата. Часть участка местности, сфотографированная на одном снимке, должна быть и на следующем снимке. Величина съемочного базиса B_X должна обеспечивать 60—80 % перекрытия соседних снимков (рис. 79, *а*).

При площадной аэрофотосъемке прокладывают несколько параллельных маршрутов на расстоянии B_Y один от другого. Величина B_Y должна обеспечивать 30—60 % перекрытия площадей маршрутов (рис. 79, *б*, *в*).

Продольное и поперечное перекрытие снимков дает возможность построения стереомоделей для любого участка снимаемой площади, а также их соединения в одну стереомодель.

Технология аэрофототопографической съемки позволяет картографировать равнинные территории методом дифференцированных процессов, т. е. раздельно составлять план и проводить горизонтали. Предгорные и горные районы картографируют универсальным методом, в котором построение плана и рельефа ведется на одном приборе.

Для составления плана по аэрофотоснимкам методом дифференцированных процессов необходимо исключить

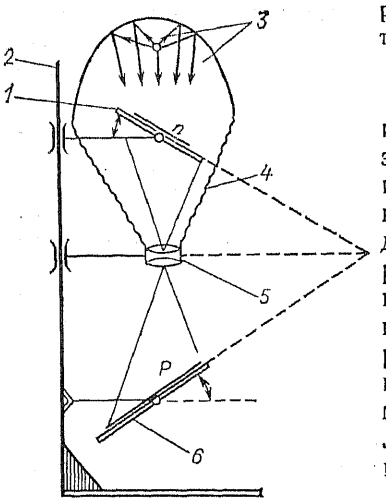


Рис. 80. Схема фототрансформатора

искажения изображения, вызванные рельефом местности и наклоном снимка. На снимках равнинной местности это достигается фототрансформированием аэроснимков и использованием для составления фотоплана только центральной части снимка, где искажение за рельеф $\delta_h = rh/H$ мало вследствие малости величины r — расстояния от центра до края снимка.

Фототрансформирование аэроснимков производится с целью устранения влияния на изображение наклона АФА при съемке и приведения изображения к масштабу составляемого плана. Это происходит в процессе проекционной фотопечати позитивов с аэронегативов при помощи фототрансформатора.

Фототрансформатор — проекционный прибор (рис. 80), позволяющий преобразовать наклонный фотоснимок в горизонтальный фотоснимок заданного масштаба. Для этого на негативе надо найти и наколоть тонкой иглой изображение 4—5 опорных точек, расположенных равномерно по площади снимка. Взаимное положение этих точек должно быть определено заранее. Негатив n помещают в кассету *1*, освещенную устройством *3*. Кассета, прикрепляемая к штанге *2*, может наклоняться на угол $\pm\varphi$ и поворачиваться в своей плоскости вместе с негативом. Трансформатор имеет светозащитный чехол *4* и объектив *5*.

На экран *6* помещают планшет P с нанесенными в нужном масштабе, с учетом влияния рельефа, четырьмя опорными точками, наколотыми ранее на негативе. Движениями кассеты и экрана добиваются совмещения точек планшета с их изображениями на экране. При этом масштаб проектируемого на экран изображения негатива будет постоянным и равным тому масштабу, в котором были построены на планшете четыре опорные точки.

Специальным пуансоном на снимках пробивают отверстия диаметром 0,6—0,8 мм с центром в опорных точках. Снимки накладывают на общий планшет с опорными точками снимков, составляющих несколько маршрутов. Центры отверстий на снимках совмещают с соответствующими опорными точками на планшете.

Так как продольное перекрытие составляет 60—80 %, а поперечное — 30—50 %, то появляется возможность использовать для монтажа фотоплана только центральную часть каждого снимка, где искажение масштаба, вызванное рельефом, минимально. Для этого наложенные на планшет снимки разрезают по середине зон перекрытий, оставшиеся центральные части наклеивают на планшет. Так получают мозаичный фотоплан местности.

Изображение рельефа горизонталями может быть выполнено в процессе полевых работ на готовом фотоплане или в лабораторных условиях, где рисовка рельефа выполняется на стереофотограмметрических приборах. Специально для дифференцированного метода профессором Ф. В. Дробышевым был разработан прибор, позволяющий вести рисовку горизонталей по стереопарам аэроснимков равнинной и холмистой местности — стереометр Дробышева.

Идея этого прибора состоит в измерении превышений h_i относительно одной начальной точки *1*:

$$h_i = Z_i - Z_1, \tag{121}$$

где Z_i и Z_1 — высоты определяемой и начальной точки. Известно, что, подставив формулу $Z = Z_S - Bf/p$ в (121), получим

$$h_i = Bf\,(1/p_i - 1/p_1) = Bf\,(p_i - p_1)/p_i p_1.$$

Высоту фотографирования над начальной точкой обозначим

$$H_1 = Z_S - Z_1 = Bf/p_1.$$

Можно записать $p_1 = Bf/H_1$, где $f/H_1 = 1/m_1$ — масштаб аэроснимка в точке *1*. Следовательно, параллакс равен базису в масштабе снимка, т. е. $p_1 = B/m_1 = b$. Разность параллаксов определяемой и начальной точки $p_i - p_1$ обозначим как Δp_i, тогда

$$h_i = H_1\,\Delta p_i/p_1 = H_1\,\Delta p_i/(p_1 + p_i),$$

откуда

$$\Delta p_i = h_i p_1/(H_1 - h_i) = h_i b/(H_1 - h_i). \qquad (122)$$

По формуле (122) можно вычислить теоретическое значение Δp_i на горизонтальных снимках для точек с известными высотами относительно начальной точки. Стереометр позволяет измерять величины Δp_i, соответствующие (122), но по реальным, наклонным снимкам.

На стереометрах обрабатывают аэроснимки с углами наклонов α, ω, $\varkappa$, не превышающими 3°. Поэтому вместо (122) имеет место зависимость:

$$\Delta p_i = h_i b/(H_1 - h_i) + \delta p_i,$$

где

$$\delta p_i = x b_Z/f + x^2(\alpha_л - \alpha_п)/f + xy(\omega_л - \omega_п) + y(\varkappa_л - \varkappa_п).$$

Формула является аналитическим выражением работы имеющихся в стереометре коррекционных механизмов, выполненных в виде системы шарниров и линеек, автоматически смещающих каретку правого снимка на величину δp_i, чем достигается выполнение зависимости (122), соответствующей горизонтальным снимкам. Каретка левого снимка передвигается микрометренным винтом, служащим для измерения параллаксов с точностью 0,01 мм. Разность отсчетов по этому винту и есть величина Δp_i.

При работе на стереометре по известным h_i вычисляют значения Δp_i по формуле (122). Величины H_1 и b должны быть известны заранее. Коррекционные механизмы вводят поправки δp_i правильно, если установить их так, чтобы разности отсчетов Δp_i по винту продольных параллаксов на шести точках стереопары соответствовали значениям, вычисленным по формулам (122).

Для проведения горизонталей по параллактическому винту устанавливают отсчет p_i, соответствующий высоте проводимой горизонтали:

$$p_i = p_1 + \Delta p_i = p_1 + (H_1 - H_i)/H_i,$$

где H_1, H_i — высоты начальной точки и проводимой горизонтали; p_1 — отсчет по микрометрическому винту параллаксов на первой точке.

Перемещая снимки и стереоскоп, наблюдают стереомодель и горизонтальную марку-нить, висящую в про-

странстве над участками стереомодели, расположенными ниже линии нити и двоящуюся на участках, расположенных выше линии нити. В точке начала двоения создается зрительное ощущение касания или сечения нитью поверхности рельефа. Последовательно отмечая точки сечения рельефа нитью, карандашом проводят на снимке изображение горизонтали.

Таким образом, технология создания карт методом дифференцированных процессов состоит из двух основных частей — создания фотоплана и проведения горизонталей, за которыми следует операция перерисовки горизонталей со снимков на фотоплан по контурам или при помощи проектора.

Карты и планы на горные районы, а также крупномасштабные карты на холмистые районы, где соотношение превышений рельефа и высоты фотографирования 1 : 10 и более, составляют на универсальных стереофотограмметрических приборах (см. рис. 76).

Для составления карты на стол координатографа *1* помещают планшет с координатной сеткой, на котором нанесены опорные точки.

С пространственной маркой прибора механически связана двигающаяся над планшетом втулка, в которую может быть установлен механический карандаш или микроскоп. Втулка повторяет движение марки. Марку точно совмещают с одной из опорных точек стереомодели, а планшет устанавливают так, чтобы в центр поля зрения микроскопа попала соответствующая точка планшета. После этого марку наводят на вторую опорную точку, а планшет поворачивают вокруг первой точки так, чтобы вторая точка планшета попала в центр поля зрения микроскопа. В результате планшет оказывается ориентированным относительно стереомодели. После замены микроскопа на механический карандаш приступают к составлению топографической карты. Составление контурной части карты по стереомодели местности сводится к обведению пространственной маркой отдешифрированных контуров местности, при этом карандаш координатографа рисует на планшете обводимые контуры.

Для проведения на планшете горизонталей на шкале Z координатографа устанавливают отсчет, соответствующий высоте проводимой горизонтали, и, не меняя этого отсчета, перемещая марку только по координатным осям X и Y, ведут пространственную марку по поверхности

стереомодели. Карандаш координатографа в этом случае рисует на планшете линию равных высот, т. е. горизонталь. Таким образом, на планшет последовательно наносят все горизонтали, проходящие по данному участку карты.

Универсальный метод составления карт по аэрофотоснимкам может быть применен для участков равнинной и горной местности, он имеет более высокую, по сравнению с методом дифференцированных процессов, точность. Однако он тоже ограничен предельным соотношением высоты рельефа местности и высоты полета $h/H \leqslant \leqslant 0{,}3—0{,}4$, что может иметь место при картографировании отдельных участков высокогорной местности.

Наземная фотограмметрическая съемка

Для создания крупномасштабных карт в высокогорных районах, а также для решения инженерно-строительных задач широкое применение находит наземная стереофотограмметрическая съемка. Она выполняется метрическими фотокамерами (фототеодолитами), соединенными с ориентирующими угломерными устройствами (подобными теодолиту) для осуществления точного ориентирования оптической оси фотокамеры. Фототеодолиты снабжены уровнями для установки оптической оси под заданным углом к горизонту и установки оси x-x снимка в горизонтальное положение.

Для получения стереопары объекта организуют две станции фотографирования, измеряют расстояние между ними, длину съемочного базиса и определяют координаты левой станции фотографирования, а также дирекционный угол базиса путем геодезических измерений. Кроме того, определяют координаты 3—4 контрольных точек для контроля правильности ориентирования снимков. При съемке оптические оси фотокамер устанавливают под заданным углом к базису (чаще всего 90°) при помощи ориентирующего устройства.

В результате съемки получается стереопара снимков с известными элементами внутреннего и внешнего ориентирования. Измерение таких стереопар выполняют на стереокомпараторах, а вычисление координат точек местности производят по формулам (117). Наиболее часто используют съемку с горизонтальными оптическими осями камер, перпендикулярными к линии базиса. Это дает

возможность использовать формулы (117), преобразованные к виду

$$Y = Bf/p;\ X = Bx_{л}/p;\ Z = Bz_{ц}/p.$$

В этой системе координат, называемой базисной, ось X совпадает с линией базиса, а начало координат — с точкой $S_{л}$ левой станции фотографирования.

Переход от базисной к геодезической системе координат выполняют по формулам смещения и разворота систем координат, известных из аналитической геометрии.

Графомеханическую обработку таких стереопар с целью создания топографических карт или планов сооружений выполняют на универсальных стереофотограмметрических приборах типа стереоавтограф, стереопланиграф, топокарт.

Часть вторая
ГЕОДЕЗИЯ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Раздел IV
ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ

Глава 13
ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ИНЖЕНЕРНЫХ ИЗЫСКАНИЯХ

§ 58. Общие сведения

Изыскания — это комплекс проблемных, экономических и технических исследований района предполагаемого строительства, с целью получения данных, необходимых для решения основных вопросов проектирования, строительства и эксплуатации сооружений.

Для выявления общих перспектив строительства в намеченном районе проводят проблемные изыскания для составления технико-экономического доклада о перспективах развития данного района (ТЭД) и технико-экономических обоснований строительства отдельных объектов (ТЭО). Проблемные изыскания служат обоснованием для планирования последующих инженерных изысканий: экономических и технических.

Экономические изыскания проводят для определения географического района (пункта) размещения и экономической целесообразности строительства, реконструкции или расширения существующего объекта.

Технические изыскания заключаются в комплексном изучении природных условий района (пункта) строительства и для определения рационального размещения зданий и сооружений на местности, а также для разработки проектных решений.

Согласно инструкции Госстроя СССР СН 202—81, проектирование строительных объектов осуществляют: в одну стадию — рабочий проект со сводным сметным расчетом стоимости — для предприятий, зданий и сооружений, строительство которых будет осуществляться по

типовым и повторно применяемым проектам, а также для технически несложных объектов; в две стадии — проект со сводным сметным расчетом стоимости и рабочая документация со сметами — для других объектов строительства, в том числе крупных и сложных.

Инженерные изыскания осуществляют, как правило, раздельно для каждой стадии проектирования. По сложным объектам могут производить дополнительные изыскания, необходимые для доработки и уточнения проекта. По отдельным несложным объектам изыскания могут выполнять в одну стадию.

Инженерные изыскания выполняют в три периода: подготовительный, полевой и камеральный. В подготовительный период собирают и изучают необходимые данные по объекту изысканий и намечают организационные мероприятия по производству изыскательских работ. В полевой период, кроме полевых работ, производят часть камеральных и лабораторных работ, необходимых для обеспечения непрерывности полевого изыскательского процесса и контроля полноты и точности полевых работ. В камеральный период осуществляют обработку всех полевых материалов.

Используемые материалы предыдущих изысканий уточняют путем полевых обследований и проведения полевых и камеральных работ в требуемом объеме. Объем и точность изыскательских работ должны соответствовать требованиям проектирования и строительства, а также предусматривать возможность использования полученных материалов для последующих изысканий в данном районе.

Инженерные изыскания предусматривают выполнение комплекса работ по изучению природных условий района будущего строительства с учетом всего разнообразия природных факторов, влияющих на строительство и эксплуатацию сооружения. В зависимости от изучаемого фактора инженерные изыскания разделяют на виды: топографо-геодезические, инженерно-геологические, гидрологические, гидрометеорологические, почвенно-грунтовые, геоботанические, экономические и некоторые другие. К изысканиям относятся обследования месторождений местных строительных материалов и состояний существующих сооружений, сбор исходных данных для составления проекта организации строительства и смет, а также проведение необходимых согласований. Инже-

нерные изыскания выполняют тресты инженерных изысканий и проектно-изыскательские организации соответствующих министерств и ведомств.

Для выполнения изыскательских работ организуют экспедиции, партии, отряды, бригады. Выбор подразделений и их структура определяются изыскательской или проектно-изыскательской организацией в зависимости от характера и объема работ по объекту, природных условий района и срока выполнения работ.

Производство инженерных изысканий регламентируется государственными стандартами и общесоюзными нормативными документами.

§ 59. Геодезические изыскания для строительства

Геодезические изыскания выполняют в соответствии с техническим заданием, которое содержит: наименование объектов и их общую характеристику, указание о стадиях проектирования; данные о местоположении и границах участков работ; сведения о целевом назначении, видах и объемах геодезических и топографических работ; данные о площадях и масштабах съемок, о высотах сечения рельефа по отдельным участкам; указания об очередности производства работ и сроках выдачи материалов; особые требования к выполнению работ.

К техническому заданию прилагается схема или выкопировка с плана (карты) с указанием границ участков работ. Основываясь на техническом задании, составляют проект или программу производства геодезических изысканий.

Проект составляют при выполнении комплекса разнообразных и сложных работ, требующих предварительной разработки специальных методов их выполнения и расчета точности создаваемых геодезических сетей, а также при инженерных изысканиях для строительства крупных и сложных предприятий и сооружений или при производстве работ в сложных природных условиях (в районах распространения оползней, селей, лавин, карста и т. д.).

Программа производства геодезических изысканий составляется при выполнении несложного комплекса работ, не требующих разработки специальных методов их производства и расчета точности геодезической основы, создаваемой по типовым схемам.

Проект (программа) на геодезические изыскания составляется на полный комплекс этих работ и является документом, определяющим состав, методы и сроки выполнения работ, а также их объемы и сметную стоимость.

Проект (программа) состоит из текстовой части и приложений. Текстовая часть содержит следующие разделы: общие сведения; краткая физико-географическая характеристика района работ; геодезическая и топографическая изученность района работ; проектируемые опорные и съемочные геодезические сети; топографические съемки; съемка подземных коммуникаций и сооружений; привязка инженерно-геологических выработок и других точек; технический контроль и приемка работ; сроки, объемы и стоимость проектируемых работ; перечень выпускаемых материалов.

В случае, когда перечисленные разделы не охватывают все виды работ, предусматриваемые заданием, в проект (программу) включают дополнительные разделы.

В приложениях к проекту (программе) на геодезические изыскания приводятся: копия технического задания заказчика; схема проектируемых опорных и съемочных геодезических сетей; картограмма расположения участков топографических съемок с разграфкой листов планов; чертежи геодезических знаков; проект привязки инженерно-геологических выработок и других точек.

На топографическую съемку застроенных территорий, как наиболее сложную, необходимо обращать особое внимание. В существующих городах для проектирования реконструируемых и для вновь прокладываемых улиц, а также во многих случаях проектирования различной застройки на новых территориях обязательно используется геодезический фонд города, а в случае отсутствия тех или иных материалов производится геодезическая съемка. В соответствии со СНиП II-9—78 «Инженерные изыскания для строительства» при инженерно-геодезических изысканиях устанавливаются следующие масштабы съемок и высоты сечения рельефа в метрах:

1 : 10 000	5; 2; 1
1 : 5 000	5; 2; 0,5
1 : 2 000	2; 1; 0,5
1 : 1 000	1; 0,5
1 : 500	1; 0,5

Для разработки проектов детальной планировки съемку магистралей и площадей выполняют в масштабе

1 : 2000. Для сложных объектов все съемки ведут в масштабе 1 : 500. В отдельных случаях выполняют съемку в масштабе 1 : 200 с высотой сечения рельефа 0,5—0,25 м. Такую съемку выполняют для составления планов отдельных участков промышленных предприятий и улиц (проездов, переходов) городов с густой сетью подземных коммуникаций.

Когда позволяет точность проектирования, топографические планы в масштабах 1 : 10 000, 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000, 1 : 500 разрешается увеличивать соответственно до планов 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000, 1 : 500, 1 : 200. Получив из геодезического фонда города геодезический материал, который называют «геодезическая подоснова» (геоподоснова), в обязательном порядке выполняют съемку текущих изменений. На плане геоподосновы в масштабе 1 : 500, а для сложных участков в масштабе 1 : 200, указываются изменения границ проезжих частей, газонов, тротуаров, все элементы городских улиц и дорог, все контуры застройки, входы в здания, приямки, окна первого этажа, полуподвала или подвала, въезды в кварталы и дворы. На геоподоснове указывают линии застройки и элементы строящихся зданий и сооружений. Геоподоснову корректируют не только по ситуации в плане, но и в высотном отношении по отметкам всех характерных мест.

Помимо корректировки геоподосновы, в геодезические изыскания входит составление продольного профиля по оси или по лоткам проезжей части улицы с точками через каждые 20 м. Кроме того, строят поперечные профили через каждые 20 м и дополнительно во всех характерных местах. К характерным местам относятся: пониженные точки рельефа, пересечения, примыкания и ответвления других улиц, трамвайных путей, железных дорог, положение существующих различных сооружений, опор воздушных проводок и т. д.

Для воздушных линий (электропередач, связи) обязательно определяют направление пересечений и высоту подвески проводов в самой низкой точке и над осью улиц или дороги.

В условиях нового строительства при равнинном рельефе, как исключение, допускается разбивка точек профиля и поперечников не через 20, а через 50 м.

Продольный профиль городских дорог, улиц и площадей составляют по оси проезжей части или по лоткам

в масштабах: горизонтальном — 1 : 1000 и 1 : 500, вертикальном — 1 : 100 и 1 : 50.

Поперечные профили составляют в масштабах: горизонтальный — 1 : 200, вертикальный — 1 : 100. На поперечных профилях показывают горизонтальное расстояние и высотные отметки всех характерных точек. Причем, если изыскания выполняют для разработки проекта реконструкции городской дороги или улицы, поперечники необходимо продлевать на внутриквартальные территории через имеющиеся разрывы между зданиями или ворота для въезда во дворы.

В тех случаях, когда в материалах архитектурно-планировочного задания отсутствуют необходимые данные о размерах существующего транспортного потока (интенсивность движения в часы пик, право- и левоповоротные потоки) и его составе (автомобили легковые, грузовые с разбивкой по грузоподъемности, автобусы, троллейбусы, трамваи и т. д.), а также об интенсивности пешеходного движения, получение этих сведений включается в состав изыскательских работ. Эти сведения устанавливают специальными подсчетами в часы пик в наиболее напряженных местах. Такие же наблюдения и подсчеты выполняют в тех случаях, когда между периодом разработки проекта планировки (архитектурно-планировочного задания) и изысканиями для технического проекта имеется значительный перерыв.

В состав изыскательских работ входит сбор данных, а в случае необходимости, и натурные обследования, выполняемые для расчета водосточной сети, определения площади водосборных бассейнов, коэффициентов стока. А также сбор данных о существующей водосточной сети от истоков до устья, о системе водоотвода и способах осветления стока.

На жилые и нежилые строения, попадающие в зону строительства городских улиц, дорог и площадей, составляют ведомости, в которых указывают *адрес строения*, *назначение*, *материал строения*, *этажность*, *площадь застройки*, *объемы застройки*, *заселенность*, *владельца строения*. Ведомость инвентаризации жилых и нежилых строений дополняют документом о степени износа строений, который составляется межведомственной комиссией.

В процессе изысканий собирают данные о существующих зеленых насаждениях. Все насаждения, попадаю-

щие в зону строительства городских улиц, дорог и площадей, подлежат таксации, их наносят на геоподоснову. Дендролог составляет на них *перечетную ведомость*, в которой указывает название пород деревьев, количество деревьев и кустарников в штуках, диаметр, возраст, высоту, состояние и некоторые другие данные. Отдельно стоящие деревья ценных пород должны быть показаны на плане с отметкой их высотного положения.

На планах застроенных территорий в масштабах 1 : 5000—1 : 500 не показывают переносные и временные сооружения, находящиеся внутри проездов и дворов (ларьки, палатки, киоски и т. д.); временные заборы и сооружения на строительных площадках.

На планах застроенных территорий в масштабе 1 : : 5000 не показывают нежилые строения площадью менее 1,5 мм^2 на плане; границы и заборы владений внутри кварталов, приусадебные огороды; палисадники, тротуары; линии связи и электропередач низкого напряжения; выходы подземных коммуникаций в городах и на промышленных площадках; стенные марки и реперы.

Рельеф местности изображают горизонталями в сочетании с отметками точек и условными знаками обрывов, скал, воронок, ям, оврагов, оползней и др. При изображении характерных форм рельефа (гор, котловин, седловин, пойм рек, террас и др.) проводятся полугоризонтали и вспомогательные горизонтали.

Определяют высоты плотин, мостов, верха и подошвы насыпей, шлюзов, пересечений дорог, колодцев и т. д.

При высоте сечения рельефа более 1 м пикеты вычисляются до 0,01 м и подписываются на плане с точностью до 0,1 м. При высоте сечения рельефа менее 1 м высоты пикетов вычисляются и подписываются на плане до 0,01 м. На каждом квадратном дециметре плана подписывают не менее 5 отметок характерных точек местности.

На топографических картах и планах подписывают названия населенных пунктов, улиц, рек, озер, источников, болот, лесов, гор, хребтов, лощин и других географических объектов.

Геодезические изыскания, проводимые для проектирования линейных сооружений, имеют свои отличия от изысканий стройплощадок под промышленные предприятия, городские и другие виды застройки.

§ 60. Общие сведения о геодезических изысканиях трасс линейных сооружений

Трассой называется ось проектируемого сооружения линейного вида, обозначенная на местности или нанесенная на карте, фотоплане или цифровой модели местности. Основными элементами трассы являются план: — ее проекция на горизонтальную плоскость и продольный профиль — вертикальный разрез по проектируемой линии сооружения.

В плане трасса состоит из прямых участков разного направления, сопрягающихся между собой горизонтальными кривыми постоянного и переменного радиуса кривизны. В продольном профиле трасса состоит из линий различного уклона, соединяющихся между собой вертикальными круговыми кривыми. На ряде трасс (электропередач, канализации) горизонтальных и вертикальных кривых не проектируют.

При построении продольного профиля трассы вертикальный масштаб для наглядности делают в 10 раз крупнее горизонтального. Для характеристики местности в направлениях, перпендикулярных к трассе, составляют поперечные профили в одинаковом горизонтальном и вертикальном масштабах, например 1 : 100.

К трассе предъявляют определенные требования, которые устанавливаются в соответствии с техническими условиями на ее проектирование. Для дорожных трасс с твердым покрытием основными требованиями являются плавность и безопасность движения с расчетными скоростями. К трассам каналов и самотечных трубопроводов предъявляют требования по обеспечению требуемых уклонов с целью соблюдения проектных режимов их работы.

Комплекс изыскательских работ по выбору трассы, согласно техническим и экономическим условиям, называется *трассированием*. Проектирование трассы по топокартам, планам, аэросъемочным материалам и цифровой модели местности называется *камеральным трассированием*. Перенос запроектированной трассы на местность, с уточнением ее положения и закрепления в натуре, называется *полевым трассированием*.

Камеральное трассирование по картам

Для данного трассирования используют карты масштаба 1 : 25 000 или 1 : 50 000. Трассу прокладывают участками между фиксированными точками, руковод-

ствуясь проектным уклоном трассирования $i_{тр}$. С этой целью вычисляют заложение d, соответствующее заданному уклону трассирования

$$d = h/(i_{тр}N),$$

где h — сечение рельефа, $1/N$ — масштаб карты.

Используя полученное заложение на карте, можно выявить участки «напряженного» и «вольного» ходов. Напряженным ходом называют участки местности, для которых осредненный уклон $i_{мест}$ больше $i_{тр}$; участки вольного хода, где $i_{мест}$ меньше $i_{тр}$. На участках вольного хода трассу намечают по желаемому кратчайшему направлению, обходя лишь контурные преграды и участки с неподходящими инженерно-геологическими условиями. На участках напряженного хода предварительно намечают линию нулевых работ, руководствуясь которой определяют положение трассы.

Линия нулевых работ — это такой вариант расположения трассы, при котором ее проектный уклон выдерживается без каких-либо земляных работ.

Линию нулевых работ намечают раствором циркуля, равным найденному значению заложения d, последовательно засекая соседние горизонтали и соединяя полученные точки отрезками прямых.

Линия нулевых работ состоит из большого числа коротких звеньев, сопряжение которых кривыми практически невозможно из-за необходимости соблюдения заданных минимальных значений радиусов кривых, поэтому линию нулевых работ спрямляют. После ее спрямления транспортиром измеряют углы поворота трассы и назначают радиусы кривых. Затем от начала трассы через 100 м отмечают точки — пикеты (ПК). Этот процесс называют *разбивкой пикетажа*. По горизонталям определяют отметки пикетов и характерных перегибов местности вдоль трассы. По отметкам и пикетажу строят продольный профиль, по которому проектируют высотное положение трассы. Трассирование между двумя заданными точками выполняют в нескольких вариантах. Варианты анализируют и из них выбирают наилучший.

Полевое трассирование

Трасса определяется на местности положением ее главных точек: начала и конца, вершин углов поворота, серединой кривой, точек пересечения с осями различных

сооружений. Эти точки закрепляют на месте знаками. Тип знака зависит от необходимого срока сохранности их на местности (столбы, трубы). Створные точки (точки, определяющие створ между углами поворота трассы) закрепляют вехами.

Перенос трассы с карты на местность производят либо по координатам ее главных точек, либо по данным привязки трассы к предметам местности. Координаты точек и элементы привязки обычно определяют по карте графическим путем. Поэтому точность переноса трассы с карты на местность, в основном, определяется ее масштабом.

После перенесения на местность главных точек по трассе прокладывают теодолитные или полигонометрические ходы, в которые включают все упомянутые точки. В процессе этих работ между углами поворота трассы производят вешение и измерение линий, измеряют горизонтальные углы, разбивают пикетаж с отметкой плюсовых точек и поперечников. При разбивке пикетажа линии измеряют мерной лентой в одном направлении с контролем по нитяному дальномеру. Пикеты закрепляют деревянными кольями, забиваемыми вровень с землей. Рядом ставят сторожек и пикет окапывают. Начало трассы обозначают пикетом с номером 0, в результате чего номер каждого обозначает число сотен метров трассы от ее начала. Характерные точки рельефа отмечают плюсовыми точками, на которых указывают расстояния до ближайших пикетов, например, ПК 7 + 66,0. При разбивке пикетажа ведут полевой журнал — пикетажную книжку.

При разбивке пикетажа на наклонных участках в измеренные расстояния вводят поправки за наклон. Разбивка вблизи углов поворота имеет свою специфику: пикетаж невозможно разбить по кривой, поэтому пикеты закрепляют на прямых, а уже затем переносят их на кривую.

Кроме пикетов на закруглениях трассы должны быть обозначены главные точки кривой: начало кривой (НК) и конец кривой (КК) — точки касания прямых, образующих угол поворота трассы: середина кривой (СК). На трассе главные точки кривой закрепляют столбами и окапывают. Кривые могут быть постоянного радиуса (дуги окружностей) или с переменными радиусами (переходные кривые).

Для разбивки пикетажа в пределах кривой и обозначения ее главных точек производят подготовительные

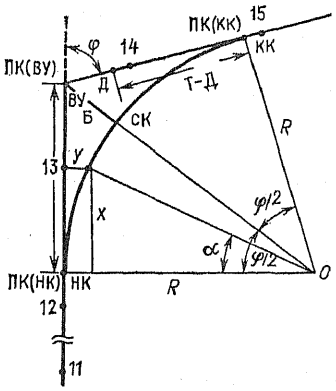


Рис. 81. Элементы круговой кривой

расчеты. По измеренному значению угла φ поворота трассы (рис. 81) и принятому радиусу R круговой кривой вычисляют на микрокалькуляторе по формулам (123)—(126) или выбирают из специальных таблиц элементы кривой: тангенс Т, длину кривой К, биссектрису Б и домер Д.

Затем по известному пикетажному значению вершины угла (ВУ) рассчитывают пикетажные значения главных точек кривой и, найдя их на местности, закрепляют. При этом НК и КК находят промером лентой от уже закрепленного ближайшего пикета, СК — отложением расстояния Б по биссектрисе угла (180° — φ). Разбивку пикетов от ВУ по другой касательной начинают с откладывания от ПК (ВУ) домера Д, считая, что его конец имеет то же пикетажное значение, что и ВУ. Пикетное значение (ПК) главных точек кривой находят из выражений:

ПК (НК) = ПК (ВУ) — Т;

ПК (КК) = ПК (НК) + К;

ПК (СК) = ПК (НК) + К/2.

Контрольными формулами являются:

ПК (КК) = ПК (ВУ) + Т — Д;

ПК (СК) = ПК (КК) — К/2.

Домер Д — это разность длин между ломаной и кривой, которая образуется в связи с тем, что длина трассы, измеренная по прямым элементам (2Т), больше длины кривой (К), вписанной в угол. Элементы кривой можно вычислить по формулам (см. рис. 81):

$$Т = R \operatorname{tg}(\varphi/2); \quad (123)$$

$$Д = 2Т - К; \quad (124)$$

$$Б = (R + Б) - R = \frac{R}{\cos(\varphi/2)} - R = R[\sec(\varphi/2) - 1]. \quad (125)$$

Кривую К определим из соотношения $К/2\pi R = \varphi/360°$, где φ — в градусах. Откуда

$$К = \pi R(\varphi/180°). \quad (126)$$

На дорожных трассах прямые участки сопрягают с круговыми кривыми при помощи переходных кривых, радиус кривизны которых меняется от бесконечности до радиуса круговой кривой. Разбитые таким образом пикеты оказываются установленными на касательных (тангенсах) к кривой, а они должны находиться на оси трассы, т. е. на самой кривой. Поэтому их переносят с тангенсов на кривую. Этот перенос обычно выполняют методом прямоугольных координат при помощи специальных таблиц или используя формулы, которые легко выводятся из рис. 81.

При этом за ось X принимают тангенс, а за ось Y — радиус кривой, проходящей через точку НК или точку КК другого тангенса.

В этом случае координаты x и y пикета *13* находят по формулам

$$x = R \sin \alpha;$$

$$y = R - R \cos \alpha = 2R \sin^2 (\alpha/2),$$

при этом

$$\alpha = 180^\circ \frac{K'}{\pi R},$$

где α — в градусах, К — расстояние по кривой между данным пикетом и НК в первой половине кривой или между пикетом и КК — во второй половине кривой. Значение К′ находят как разность пикетажного значения выносимой точки и НК или КК. Для ПК*13* запишем: К′ = ПК*13* — ПК (НК). Отметим, что при строительстве линейного сооружения выполняют детальные разбивки круговых кривых. Способов разбивки существует много. Но на практике предпочитают использовать способ прямоугольных координат, как наиболее точный.

Поперечники на кривых строят перпендикулярно к трассе в данной точке. Поперечники разбивают на пикетах и на плюсовых точках. Длины поперечников должны быть несколько больше размеров проектируемых сооружений. Практически поперечники разбивают на 10—30 м в каждую сторону от трассы.

Для составления продольного и поперечных профилей по пикетажу трассы и поперечникам, а также для определения отметок постоянных и временных реперов, устанавливаемых вдоль трассы, производят техническое нивелирование. Нивелирование по трассе, как правило, производят в два нивелира. Первым — нивелируют все пикетные

и плюсовые точки, геологические выработки и реперы. Вторым — нивелируют для контроля реперы, связующие пикеты и поперечники. Километровые пикеты и реперы нивелируют как связующие точки, обоими нивелирами. Нивелирные ходы привязываются к реперам государственного нивелирования.

Невязка в ходе между реперами с известными отметками не должна быть больше

$$f_{h\,\text{пред}} = 50\sqrt{L}\ \text{мм};$$

расхождения в сумме превышений, полученных по результатам нивелирования первым и вторым нивелирами, не должны превышать

$$f_{h\,\text{пред}} = 50\sqrt{2}\sqrt{L} = 70\sqrt{L}\ \text{мм},$$

где L — длина хода в километрах.

§ 61. Геодезические работы при различных видах изысканий

При выполнении различных видов инженерных изысканий используют топографические карты и планы различных масштабов. Масштабы карт и планов зависят от степени детализации инженерных исследований, которая зависит от стадии проектирования строительного объекта. Проводить изыскания сразу для обеих стадий проектирования нецелесообразно, так как после проработки проектной документации в первой стадии в дальнейшем возможны ее существенные изменения, что может вызвать проведение значительных дополнительных инженерно-изыскательских работ.

Наиболее большой объем геодезических работ выполняется при инженерно-геологических и гидрологических изысканиях. При инженерно-геологических исследованиях геодезические работы предназначены: для создания топографических карт и планов с целью составления инженерно-геологических карт; для построения или привязки на местности геологических выработок, проведения наблюдений за оползневыми, осадочными и другими геодинамическими процессами.

Так как инженерно-геологическую съемку и инженерно-геологические исследования проводят на основе картографического материала, то топографические съемочные работы должны предшествовать инженерно-геологическим изысканиям.

Проект расположения горных выработок составляет геолог на топокарте, этот проект согласовывается с проектантом-строителем. В зависимости от масштаба инженерно-геологической съемки перенос положения выработки с карты на местность производится глазомерно или инструментально. При съемке в масштабе 1 : 25 000 и мельче положение горно-буровых выработок может быть установлено по контурам местности; при более крупных масштабах — инструментально: угловыми и линейными засечками, полярным способом, проложением теодолитных и тахеометрических ходов, построением на местности специальных опорных геологических линий и сеток.

При разведочных работах инженерно-геологические выработки часто назначаются «по месту», в этом случае они должны быть привязаны к пунктам геодезической основы и нанесены на инженерно-геологическую карту. В случае, если инженерно-геологическую карту составляют в масштабе 1 : 25 000 и мельче, то допускается приближенное определение положения горной выработки: в плане — по окружающим контурам или промерами до контуров местности; по высоте — интерполированием отметок по горизонталям. Если съемка выполняется в более крупных масштабах, то геологические выработки полагается наносить на карту по их аналитическим координатам со средней квадратической ошибкой относительно ближайших геодезических пунктов 0,2 мм в масштабе плана.

Точность высотной привязки геологических выработок зависит от их назначения. Устья режимных скважин, предназначенные для наблюдений изменения уровня грунтовых вод, их скоростей, уклонов, должны иметь отметки не грубее $\pm$ (5—10) мм относительно ближайших реперов. Если высоты передаются к выработкам для определения отметок отдельных слоев горных пород геологического разреза, с целью выбора отметки заложения фундамента сооружения, то допустимой средней квадратической ошибкой считается ± 5 см по отношению к точкам высотной основы. На устья скважин или шурфов, предназначенных для определения объемов залежей строительных материалов и других полезных ископаемых, необходимо передавать отметки с точностью 0,5—1,0 м.

Передача отметок осуществляется геометрическим или тригонометрическим видами нивелирования. В процессе инженерно-геологических изысканий используют различ-

ные геофизические методы: электроразведка, сейсморазведка, магнитная разведка и др. При всех видах разведок работы ведут по профилям или сеткам квадратов, которые разбивают и привязывают простейшими геодезическими методами. Результаты геофизических исследований наносят на геологические карты, имеющие топографическую основу.

Любое крупное строительство требует большого количества строительных материалов: песок, камень, глина, гравий и т. п. Многие из строительных материалов можно найти в районе самой стройплощадки. Инженерно-геологические изыскания строительных материалов базируются на топографической основе. Выявленная площадь месторождения должна быть снята в масштабе 1 : 2000—1 : 1000. На топоплане должны быть показаны все разведочные выработки и их отметки, а также намеченные пути транспортировки строительных материалов к месту их переработки.

Геодезические работы при гидрологических изысканиях заключаются в производстве крупномасштабных съемок и нивелирных работ на территориях водомерных постов и гидрометрических станций, на створах плотин и участках переходов через реки, в определении уклонов рек, измерении скоростей течения и определении направления струй потока и т. п.

§ 62. Изыскания подземных сооружений

При проектировании городской и промышленной застройки, улиц и дорог наличие исчерпывающих сведений о существующих и предусматриваемых на будущее подземных инженерных сетях и сооружениях имеет огромное значение.

Проблемы эксплуатации и развития городов, связанные с дефицитом территорий, ростом транспортных потоков, сохранением памятников истории и архитектуры, увеличением площади зеленых насаждений требуют все более интенсивного использования подземного пространства. Поэтому номенклатура подземных сооружений непрестанно расширяется, увеличивается их мощность, усложняются технологические и технические характеристики.

При проектировании новых городов эта задача несколько упрощается и заключается в сборе полных дан-

ных о всех проектируемых подземных сооружениях как на первоочередные работы, так и на перспективу. В эти данные обязательно должны входить материалы не только по подземным сооружениям городского хозяйства, но и по подземным сетям, служащим для обеспечения работы промышленных предприятий любого назначения, а также по транзитным общегосударственным, краевым, областным и районным сетям (нефтепроводы, газопроводы, водоводы, воздуховоды, кабельные линии высокого напряжения, кабельные линии связи и т. п.). Все эти данные должны входить в единый сводный план инженерных подземных сетей и сооружений. На этом плане показывают плановое и высотное положение всех прокладок, камер, колодцев.

Однако проектирование новых городов лишь в редких случаях ведется на территориях ранее не заселенных. Обычно города создаются в местах, уже имеющих ту или иную производственную, жилую, коммунально-складскую и иную застройку, а стало быть уже имеющих то или иное подземное инженерное хозяйство. При проектировании и реконструкции городских улиц, дорог и строительстве новых объектов в старых городах, как правило, проектная организация встречается с весьма разветвленной, многофункциональной, принадлежащей различным эксплуатационным организациям, подземной сетью инженерных коммуникаций, сооруженных в разное время.

Контроль за проектированием подземных инженерных сетей и учет их в крупных городах ведут отделы подземных сооружений архитектурно-планировочных управлений, в городах республиканского, краевого и областного значения — сектор или бюро управления (отдела) по делам строительства и архитектуры, а в остальных городах инженеры по подземным сооружениям, подчиненные отделу коммунального хозяйства исполкома городского Совета. Учетом подземных сетей и сооружений занимается городская базовая геодезическая организация. Поэтому начальным этапом изыскания подземных сооружений является получение из организации, ведающей учетом этих сооружений, имеющихся плановых материалов. Как правило, геоподоснова должна выдаваться со всеми плановыми и высотными данными. В тех случаях, когда эти данные отсутствуют вообще, или недостаточно полны, или не учитывают текущих изменений, необходимо произвести полную или частичную съемку подземных сооружений.

Задачей съемки подземных сооружений является определение их планового и высотного положения, а также установление их основных технических характеристик.

Съемка подземных сетей и сооружений включает: подготовительные работы (изучение планов с подземными сетями и сооружениями, составление предварительных схем сетей и сооружений); рекогносцировку и обследование района, где предполагается вести работы, мест шурфования; инструментальную планово-высотную геодезическую съемку камер, колодцев и прочих выходов (в необходимых случаях съемку подземных сооружений проводят трубоискателями, ведут шурфование и бурение).

Все полевые работы выполняют обязательно в присутствии организаций, ведущих эксплуатацию тех или иных подземных сетей и сооружений. Если персонал эксплуатационных организаций не знает места расположения подземных сооружений, производственная геодезическая организация, участвующая в инвентаризации, рекогносцирует и обследует подземные сооружения в натуре.

На стадии подготовительных работ геодезисты собирают и изучают весь плановый и справочный материал, имеющийся в архивах организации и центрального контрольного и координирующего органа. Большое значение имеют материалы предварительно проведенного учета подземных сооружений. При рекогносцировке осматривают и выявляют сети в натуре, устанавливают и уточняют общую схему коммуникаций, взаимосвязь между колодцами, обследуют сети, вводы и выпуски зданий, уточняют объемы предстоящих работ.

На наличие подземных сетей в натуре указывают: слаботочных сетей (телефон, телеграф) — колодцы, выходы кабеля на поверхность, распределительные шкафы и коробки, следы нарушений дорожного покрытия, просадки грунта, геодезические знаки, к которым привязаны трассы и т. п.; кабелей сильных токов — колодцы, выходы кабеля на поверхность, электроподстанции, трансформаторные помещения и распределительные пункты, специальные наземные предупредительные знаки, вводы в здания, просадки грунта и т. п.; канализационной сети — колодцы, выпуски, станции перекачки, очистные сооружения, вентиляционные трубы на старых линиях и т. п.; теплосети — колодцы, местные котельные, выходы на поверхность отдельных частей теплосети, отсутствие снегового покрова

над теплопроводом в зимнее время, просадка грунта и т. п.; водопроводной сети — колодцы, водозаборные колонки, аварийные выпуски, водопроводные башни, водозаборные устройства, специальные таблички на зданиях и сооружениях с указанием расположения пожарных гидрантов и т. п.; газовой сети — колодцы, контрольные трубки, дюкеры, наземные выходы, на незастроенных территориях — геодезические пункты, к которым привязана трасса и др.; водосточной сети — решетки дождеприемных колодцев, люки колодцев и камер, выпуски, верхние и нижние оголовки и т.п.; электрозащитных установок — электродренажные и катодные станции и т. п.; общих коллекторов — люки, вентиляционные решетки и стояки, диспетчерские помещения и др.

Аварийные выпуски и ливневые спуски расположены в пониженных местах (в тальвегах, по берегам рек, в оврагах), поэтому их местоположение определяют непосредственно в результате осмотра берега или склона на реках, набережные которых имеют стенки. Если место выпуска находится ниже отметки уреза воды, то его определяют по волнообразованию, создаваемому потоком воды водовыпуска. Зимой цвет льда в месте расположения выпуска отличается от цвета льда на реке.

При обследовании подземных сооружений определяют: назначение, габариты колодцев, камер и другого оборудования сети; материал и сечение сооружения, число и направление трубопроводов, входящих в колодцы и камеры; направление потока жидкости в самотечных коммуникациях; положение и вводы кабеля, а также их число.

Аналогичную работу по рекогносцировке проводят и на промышленных площадках Если отсутствует нумерация, колодцам присваивают порядковые номера, которые сохраняются на весь период проведения инвентаризации. Затем номера переносят на геодезические планы подземных сооружений города, а также на планы организаций, в ведении которых находятся эти сооружения. Для удобства работы номера колодцев целесообразно выносить на стены зданий, сооружений или ограждений и сопровождать их указанием расстояний от данной точки до колодцев в двух направлениях. При этом надписи или стандартные таблички должны быть выполнены четко и красиво.

В процессе работы уточняют места закладки шурфов и направления работы с трубокабелеискателями. По ре-

зультатам полевой рекогносцировки составляют эскизы. Эскизы колодцев, как правило, составляют по основным сечениям с зарисовкой всех фасонных частей и арматуры на сетях (задвижки, колена, крестовины, клапаны, гидранты, вантузы, водомеры и т. п.). При составлении эскиза колодцев и камер в плане все линейные промеры относят к центру крышек колодцев. При наличии нескольких крышек на камерах указывают их взаимное расположение, а также указывают те крышки, к которым даются линейные промеры. На вертикальном разрезе показывают все детали устройств и их расположение относительно поверхности. В случаях, когда при рекогносцировке или обследовании выявлены колодцы подземной сети, построенные после исполнительной съемки инженерных сетей в открытых траншеях, проводят дополнительную съемку таких колодцев промерами (не менее трех) от твердых контуров.

В незастроенной части, при обследовании или рекогносцировке, обнаруженные колодцы и люки следует снимать так же, как и при съемке в процессе строительства, т. е. с точек теодолитных ходов с вычислением координат. При отсутствии материалов исполнительных съемок, выполненных в открытых траншеях, следует проводить плановую съемку всех существующих подземных коммуникаций, чтобы зафиксировать возможные отступления от проекта.

В период между исполнительной съемкой, выполненной по итогам строительства, и изысканиями отметка кольца колодца может измениться вследствие ремонта (реконструкции) дорожного покрытия. Поэтому нивелирование существующих колодцев и выходов подземных сооружений должно проводиться в обязательном порядке. По точности оно должно соответствовать техническому нивелированию. При съемке подземных прокладок, не имеющих выходов на земную поверхность, вместо рытья шурфов для вскрытия подземных сетей применяют трубокабелеискатели, так как проходка шурфов является дорогостоящей и трудоемкой работой, после которой необходимо восстанавливать вскрытые дорожные покрытия (открытые шурфы затрудняют движение транспорта и пешеходов).

Отметим, что вскрытие шурфами подземных сетей и сооружений для обследования, съемки и нивелирования применяется лишь в крайних случаях, когда местополо-

жение подземных трубных и кабельных прокладок невозможно определить другим путем.

По итогам съемки составляют планы подземных коммуникаций обычно в масштабе 1 : 500, на сложных участках — 1 : 200, в районах, малонасыщенных коммуникациями, используют масштаб 1 : 1000. На планах изображают положение отдельных коммуникаций и примыкающих к ним зданий и сооружений принятыми условными знаками с указанием координат и высот углов поворота, узловых колодцев, вводов в здания, а также других данных, необходимых для проектных работ. Кроме указанных планов составляют продольные профили на отдельные виды подземных коммуникаций: водопровод, канализация, газопровод, кабельные линии, теплофикация и т. п., с указанием координат, высот, уклонов, диаметра труб, расстояния между колодцами и других данных, запрашиваемых проектантами.

С развитием систем автоматизированного проектирования (САПР) строительных объектов, которое основано на использовании ЭВМ, возникла необходимость в представлении топографической информации в аналитическом виде — цифровой модели местности (ЦММ). По содержанию ЦММ разделяют на цифровую модель ситуации и цифровую модель рельефа. В этом случае ситуацию и рельеф местности представляют в виде точек с известными координатами и высотами, с приложением алгоритмов по их обработке для решения тех или иных проектных задач. ЭВМ с помощью графопостроителя может вычерчивать планы, составлять продольные профили в требуемом масштабе.

§ 63. Поиск и съемка подземных и подводных коммуникаций

Поиск индукционным методом

Сущность поиска подземных коммуникаций индукционным методом состоит в следующем. Если через проводник пропустить переменный ток, то вокруг проводника создается магнитное поле в виде силовых линий, имеющих в перпендикулярной к проводнику плоскости вид концентрических окружностей.

Всякое изменение магнитного потока, пронизывающего контур замкнутого проводника, создает электрический ток, называемый индукционным. Электродвижущую силу

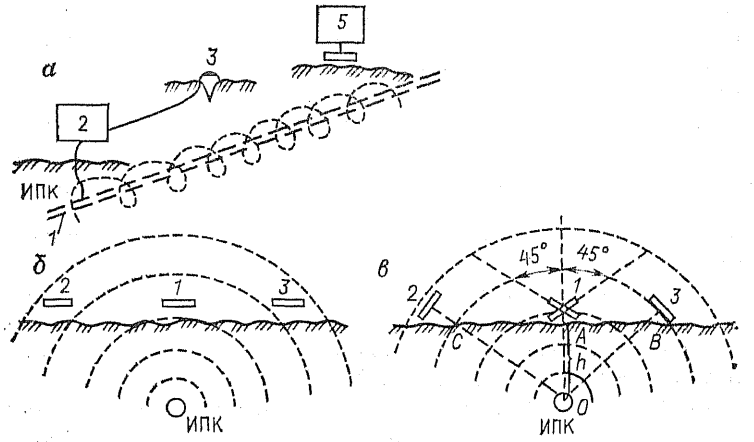


Рис. 82. Поиск подземных коммуникаций индукционным методом: *а* — блок-схема трубокабелеискателя; *б* — положение рамки антенны при поиске ИПК; *в* — схема определения глубины залегания ИПК

(ЭДС), возникающую в проводнике от индукции, называют электродвижущей силой индукции. В незамкнутом проводнике она возникает при пересечении им силовых линий магнитного поля. Явление электромагнитной индукции используют в приборах поиска подземных инженерных коммуникаций. С их помощью определяют плановое положение и глубину заложения металлических и керамических трубопроводов, различных кабелей.

К подземному трубопроводу *1* (рис. 82, *а*) подсоединяют установленный на поверхности генератор переменного тока *2*. При поиске кабеля клеммы генератора подключают к свинцовой оболочке кабеля и к заземлителю *3*, который находится в 10—20 м от оси инженерной подземной коммуникации (ИПК). В керамических трубопроводах проводником может служить заполняющая их без разрыва электропроводная жидкость.

Если в электромагнитное поле внести антенну *4*, то в ней возникает электродвижущая сила, способная поддерживать индукционный электрический ток, который можно преобразовать в приемнике в ток звуковой частоты, воспринимаемый на слух через головные телефоны-наушники.

ЭДС в антенне зависит от взаимного положения источника электромагнитных волн и плоскости рамки антенны. При горизонтально расположенной рамке антенны

(рис. 82, *б*) количество пересекающих ее силовых линий поля будет наименьшим, а ЭДС будет минимальной — положение *1*, а при переводе в положения *2* и *3* — ЭДС будет возрастать.

Вынос оси коммуникации на поверхность можно производить по максимуму или минимуму звукового сигнала. Уловив соответствующий сигнал в наушниках, оператор двигается в направлении его, держа антенну в том положении, которое соответствует сигналу и колышками фиксирует проекцию середины антенны. Для нанесения трассы на план, точки, отмеченные колышками, снимают геодезическими способами.

Для определения глубины залегания коммуникации оператор наклоняет рамку антенны на угол 45° к горизонту (рис. 82, *в*) и, начиная от колышка, забитого над осью ИПК (точка *A*) перемещает антенну перпендикулярно к оси до получения минимума звукового сигнала (в положении *3* силовые линии поля «скользят» по плоскости антенны) и фиксирует точку *B* на земле. Затем, повернув антенну, и вернувшись в *A*, таким же образом находит точку *C* с другой стороны оси ИПК. Рулеткой измеряет расстояние BC. Так как силовые линии электромагнитного поля имеют вид концентрических окружностей, то треугольник *COB* является равнобедренным, а высота его равна $h = CB/2$.

Инструкция [4] требует определять ось одиночно уложенного трубопровода или кабеля в плане с точностью $\pm 50 \div \pm 10$ см, а глубину — с точностью до 10 %. Точность и дальность поиска инженерных подземных коммуникаций зависит одновременно от ориентирования приемной антенны и фиксации минимума (максимума) напряженности магнитного поля.

Погрешность определения планового и высотного положения коммуникации зависит от конструкции приемного устройства *5* (см. рис. 82, *а*) и неизбежных погрешностей установки антенны в заданное положение. Ожидаемая погрешность фиксирования антенны при определении планового $M_п$ и высотного $M_г$ положения коммуникаций можно вычислить по формулам:

$$M_п = h\frac{m_l}{l}; \quad M_г = 2h\frac{m_l}{l},$$

где h — глубина положения оси отыскиваемой коммуникации, см; m_l — погрешность установки антенны, выра-

женная в виде линейного смещения ее конца от заданного положения (вертикального или под углом 45° к поверхности земли); l — длина футляра антенны, см. При расчетах величину m_l принимают равной 1 см.

Погрешности фиксации минимума напряженности магнитного поля теоретически определяют по формулам:

$$m_{\text{п}} = 5 \cdot 10^{-5} h^2; \quad m_{\text{г}} = 1{,}4 \cdot 10^{-4} h^2,$$

где $m_{\text{п}}$, $m_{\text{г}}$ — погрешности фиксации минимума напряженности магнитного поля при определении соответственного планового и высотного положений коммуникаций, см; h — глубина заложения оси коммуникаций, см; коэффициент при h^2 имеет размерность см^{-1}.

Погрешности ориентирования антенны оказывают решающее влияние на точность получаемых результатов при поиске коммуникаций с глубиной заложения до 3 м. Точность поиска таких коммуникаций характеризуется эмпирическими формулами:

$$m_l = 0{,}075h; \quad m_h = 0{,}13h,$$

где m_l и m_h — средние квадратические ошибки определения положения коммуникаций соответственно в плане и по высоте, м; h — глубина заложения оси коммуникаций, м.

Часто при поиске осей трубопроводов или кабелей, заложенных в одну траншею, при подключении генератора поочередно к одному сооружению не учитывают, что они соединены между собой. В этом случае происходит наложение электромагнитных полей, что вызывает существенные погрешности, так как суммарная ЭДС и контуры ее графического изображения в виде силовых линий будут отличаться от ЭДС и силовых линий, которые были вызваны в отдельности каждой подземной коммуникацией. Следствием искажающего влияния сложного магнитного поля являются грубые промахи в определении положения ИПК, достигающие 1 м.

Дальность поиска или длина участка трассы, уверенно прослушиваемого с одной постановки генератора трубокабелеискателя, колеблется в зависимости от целого ряда факторов от 1 км до 0,2 км.

Фиксация минимума (максимума) сигнала над осью трассы производится в некоторой полосе неопределенности, в пределах которой высота тона сигнала изменяется незаметно для слуха наблюдателя. Расстояние между

точками, в которых имеет место указанная неопределенность, называют *шириной минимума (максимума)*. Рекомендуется [15] выполнять поиск подземных коммуникаций в пределах зоны *уверенного прослушивания* — такого расстояния от генератора до точек отыскиваемой коммуникации, в пределах которого ширина минимума (максимума) не превышает для масштабов съемки 1 : 500 и 1 : 1000, 1 : 2000 и 1 : 5000 соответственно 0,2 м, 0,5 м и 1,0 м.

Точность поиска коммуникаций, расположенных от смежных с ними на расстоянии большем глубины заложения (при соблюдении указанных зон уверенного прослушивания), удовлетворительна для составления планов в масштабе 1 : 500 при глубине заложения до 2 м, и в масштабе 1 : 1000 — до 3 м. Для составления планов в масштабе 1 : 2000 и мельче, результаты поиска ИПК, выполняемого в пределах соответствующих зон уверенного прослушивания, могут быть использованы без ограничения глубины заложения и плотности размещения отыскиваемых трасс.

Наиболее распространены приборы поиска ТКИ-1, ТКИ-2 (трубокабелеискатель), ТПК-1 (трассоуказатель подземных коммуникаций), ВТР-1УМ (высокочастотный трассоразметчик усовершенствованная модель), ВТР-У. Как видно из табл. 14, точность определения местоположения объекта пропорциональна мощности генератора.

Поиск подводных переходов трубопроводов

К подводным трубопроводам относятся такие, которые при эксплуатации постоянно или временно находятся под водой. В соответствии с действующими нормативными документами русловая часть перехода относится к наиболее ответственной и труднодоступной для ремонта. В зарубежной и отечественной практике кроме основной нитки трубопровода предусматривается прокладка двух и более резервных. Расстояние между ними достигает 30—50 м.

В СССР величина заглубления принимается на 0,5 м ниже предельного профиля размыва, считая до верхней образующей трубы. Расстояние от верхней образующей до дна будет неодинаково и изменяется от 3,0 м под руслом до 0,8 м в береговой части. Укладка трубопровода ниже дна водной преграды осуществляется в специально

Таблица 12. **Технические характеристики трубокабелеискателей**

Основные факторы	Вид трассоискателя				
	ТКИ-1	ТКИ-2	ТПК-1	ВТР-1УМ	ВТР-У
Дальность действия от точки подключения генератора, км	0,5	1,0	3,0	2,0	3,0
Мощность генератора, Вт	2—3	4—5	30	50	40
Частота генерации, Гц	400	1000	1000	2000	2000
Точность определения в плане и по высоте, см	10	10	10—30	10	10
Масса комплекта, кг	8	8	15	26	26

пройденную траншею с последующей засыпкой ее или на дно с последующим подмывом. Оси подводных трубопроводов отмечают на местности створными знаками, грунтовыми реперами.

В период эксплуатации трубопровода наиболее ответственными и трудоемкими являются геодезические работы на подводных переходах. Помимо планового и высотного положения надо знать толщину слоя грунта над ним, места размыва, обнажения, провисания.

Очень часто трубокабелеискатели, перечисленные в табл. 12, не могут быть использованы для определения планового и высотного положения подводного трубопровода или кабеля. Известные трассоискатели условно можно использовать только на малых и средних реках, причем вблизи урезов воды и в самом русле потребуется проходить специальные шурфы и траншеи для подключения трассоискателя к трубопроводу.

К числу трубокабелеискателей, работающих под водой, относятся приборы поиска ПТКИ, ПТИ, «Ориентир-1», предназначенные для водолазов, ведущих обследования подводных коммуникаций.

Прибор ПТКИ (подводный трубокабелеискатель) состоит из генератора, источника питания и приемного устройства, смонтированного в герметичном корпусе, на боковой стенке которого укреплена приемная ферритовая антенна, свободно поворачивающаяся на 180°. Антенна расположена внутри Т-образной пластмассовой трубы

диаметром 35 мм. Горизонтальность ее проверяется по круглому уровню. Через иллюминатор в корпусе виден лимб, по которому определяют угол поворота, и круглый уровень. На корпусе имеются ручки для включения прибора и регулировки чувствительности.

Максимальная погрешность в определении глубины заложения подземного и подводного трубопроводов, заглубленных на 1,0 м не превышает ±10 см.

Для поиска трасс и определения глубины залегания подводных металлических трубопроводов и кабелей связи используется подводный трассоискатель ПТИ-1М, в комплект которого входит генератор, блок питания и герметично исполненное приемное устройство. Средняя квадратическая погрешность в определении положения объекта, находящегося под дном водной преграды на глубине от 1,0 до 2,0 м, составляет ±8 см.

Подводный трассоискатель «Ориентир-1» основан на обнаружении электромагнитного поля, создаваемого вокруг трубопровода током звуковой частоты. Прибор состоит из генератора подводного и наземного приемника, индикатора с датчиком и блока питания. Приемники служат для обнаружения электромагнитного поля. Подводный приемник крепится на голове аквалангиста. Он автоматически включается на глубине 0,3 м и выключается при выходе из воды.

Наземный приемник настроен на ту же частоту, что и подводный. Он выполнен в виде стержня, на одном конце которого укреплена антенна, а внутри второго вмонтирована плата с элементами электрической схемы и источником питания. Сверху он закрыт крышкой цилиндрической формы и служит ручкой, за которую держат приемник при поиске трассы. К разъему, имеющемуся в ручке, подключаются головные телефоны. Индикатор и датчик служат для определения толщины слоя грунта над трубопроводом и глубины водной преграды. Индикатор соединяется с датчиком посредством кабеля. Внешне он представляет собой складную штангу с поворотными ферритовыми антеннами.

Ось подводного трубопровода фиксируют по минимуму звукового сигнала, настройка на который производится с помощью индикатора. Глубина залегания коммуникаций определяется по специальным таблицам по измеренному углу поворота антенны. Координаты точек замера планового и высотного положения подводного трубо-

провода или кабеля определяют с берега угловыми засечками.

Удовлетворительные результаты получают при глубине залегания трубопровода до 10 м. При бо́льших глубинах возникают значительные погрешности, связанные с перенесением на поверхность воды промерных точек, соответствующих минимуму звукового сигнала.

Глава 14
ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ТРАСС И ВЕРТИКАЛЬНОЙ ПЛАНИРОВКЕ

§ 64. Геодезические расчеты при проектировании трасс линейных сооружений

Основной задачей проектирования линейных сооружений является выбор оптимального положения линии трассы на местности. Выбранный вариант должен предусматривать сбалансированность объемов земляных работ, хорошо вписываться в окружающую ситуацию, обеспечивая наименьшие нарушения окружающей среды. При проектировании должны быть учтены технические условия, которые зависят от предназначения будущего сооружения. Основная часть этих задач решается при камеральном и полевом трассировании. После выбора основного варианта камеральным путем и выполнения полевого трассирования, составляют продольный и поперечные профили местности, и приступают к проектированию линии трассы по высоте.

Проектный профиль линейного сооружения разрабатывают, руководствуясь техническими условиями, экономическими требованиями и особенностями его эксплуатации. При проектировании автомобильных и железных дорог основное внимание уделяется обеспечению плавного и безопасного движения с заданной предельной скоростью. По этой причине уклон проектной линии не должен превышать предельной величины

$$|i_{\text{п}}| \leqslant i_{\text{доп}}, \tag{127}$$

а радиус вертикальной кривой быть меньше допускаемого значения

$$R_{\text{п}} \geqslant R_{\text{доп}}. \tag{128}$$

Некоторые из допускаемых значений приведены в табл. 13.

Таблица 13. Предельные величины уклонов и радиусов кривых

Категория дороги	Характеристика дороги	Уклон, %	Наименьший радиус кривизны, м		
			горизонтальный	вертикальный	
				выпуклый	вогнутый
	Автомобильные дороги				
I	Общегосударственная	30	1000	2500	8000
II	Республиканская	40	600	1500	5000
III	Областная	50	400	1000	3000
IV	Районная	60	250	5000	2000
V	Местного значения	70	125	2500	1500
	Железные дороги				
I	Общегосударственная	15	1200	10 000	
II	Районная	15	800	10 000	
III	Местного значения	20	600	5 000	

При проектировании подземных трубопроводов уклон профиля должен обеспечить движение жидкости в трубах с определенной скоростью, исключающей оседание взвешенных частиц при минимальных уклонах i_{min} и истирание труб песком и твердыми частицами при максимальных уклонах i_{max}, т. е.

$$i_{min} \leqslant i_{п} \leqslant i_{max}.$$

Глубина заложения труб от поверхности должна быть такой, чтобы трубы не разрушались в результате нагрузок на них транспортных средств, а жидкость не замерзала. Обычно i_{min} для труб канализации диаметром 150, 200 и 1250 мм (и более) принимают соответственно 7,5 и 0,5 ‰. Для стальных труб i_{max} должно быть таким, чтобы скорость жидкости не превышала 8 м/с и для неметаллических труб — 4 м/с. Глубина заложения водопровода должна быть ниже глубины сезонного промерзания грунта на 0,3—0,5 м, а канализации — на 0,3—0,5 м выше этого уровня. Газопроводы прокладывают на глубине 0,8 м от поверхности.

Для защиты дорог предусматривают расположение их на насыпи. В соответствии с этим на равнинной и слабопересеченной местности применяют «обертывающее» поло-

жение проектной линии. На пересеченной местности используют секущее положение, при котором проектная линия проходит в выемке на возвышенных местах и на насыпи — в местах понижения рельефа. В этом случае при прокладке трассы следует стремиться к соблюдению баланса земляных работ: объемы грунта, взятого из выемок, должны соответствовать объемам грунта, необходимого для насыпей.

Проектную линию на профиле определяют положением ряда фиксированных (контрольных) точек, отметки которых принимают за исходные. К таким отметкам относят высоты начала и конца трассы, отметки переходов через водные преграды и пересечения с существующими дорогами, отметки подключений к существующим трассам и т. п.

Построение проектного профиля начинают от контрольной точки: намечают начало и конец участка с равномерным проектным скатом, определяют его длину d и вычисляют предварительный уклон

$$i'_{\text{п}} = (H^{\text{п}}_{\text{к}} - H^{\text{п}}_{\text{н}})/d,$$

где $H^{\text{п}}_{\text{н}}$ — проектная отметка начальной контрольной точки; $H^{\text{п}}_{\text{к}}$ — предварительная проектная отметка конечной точки участка.

Если полученное значение $i'_{\text{п}}$ удовлетворяет условию (127) или (128), то ее величину округляют до тысячных значений и выписывают в графу уклонов профиля (рис. 83).

Так как уклон $i_{\text{п}} = h/d$, то превышение между точками проектного профиля равно $h = i_{\text{п}}d$. Поэтому отметка точки проектного профиля $H^{\text{п}}_j$, отстоящей от начальной точки на расстоянии d_j равна

$$H^{\text{п}}_j = H^{\text{п}}_{\text{н}} + i_{\text{п}}d_j. \qquad (129)$$

По формуле (129) вычисляют проектные отметки всех точек трассы на прямолинейных ее участках. Напомним, что при понижении проектной линии уклону приписывают знак «—», при повышении — «+».

Для строительства сооружения и вычисления объемов земляных работ по всем точкам трассы вычисляют *рабочие отметки*

$$h^{\text{р}}_j = H^{\text{п}}_j - H_j, \qquad (130)$$

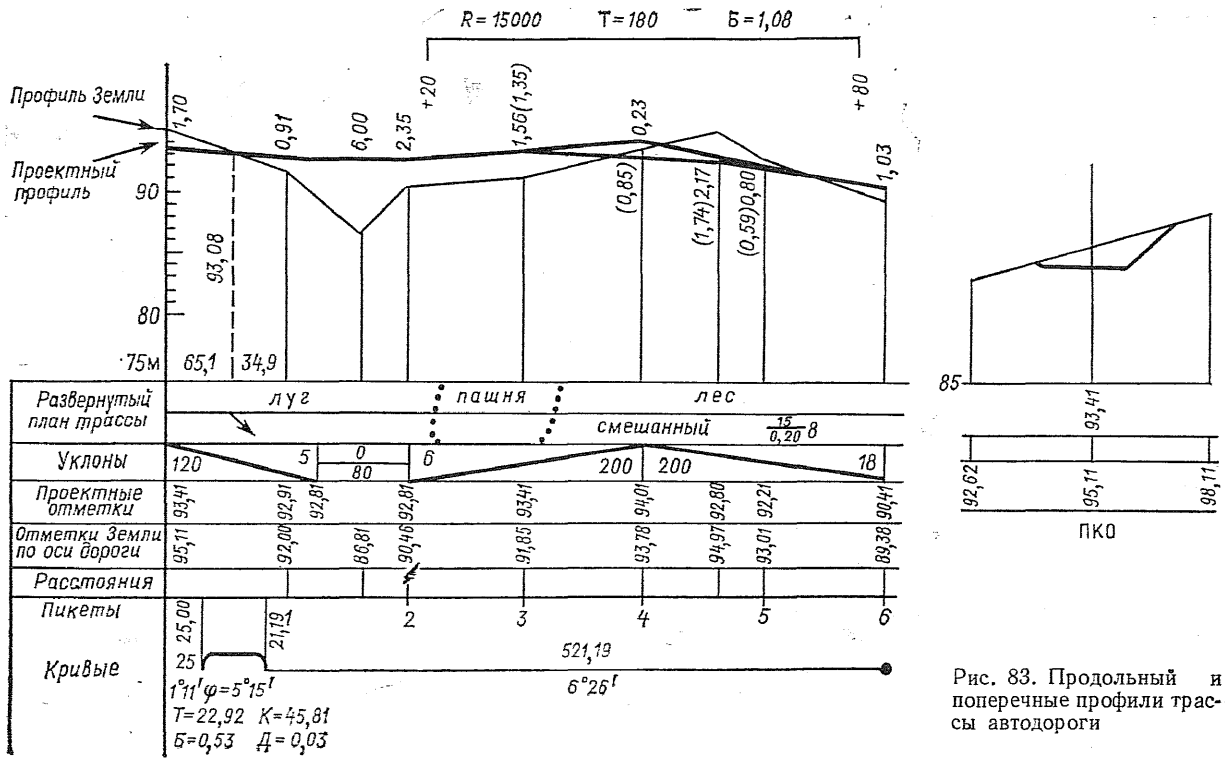


Рис. 83. Продольный и поперечные профили трассы автодороги

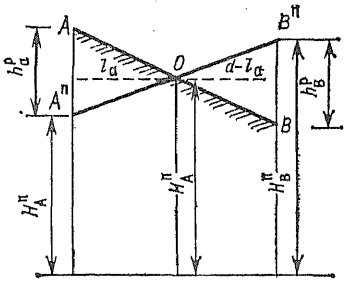


Рис. 84. Схема определения положения и точек нулевых работ

где H_j — отметка земли по оси сооружения. Положительные рабочие отметки показывают высоту насыпи, отрицательные — глубину выемки грунта.

При наличии выемок и насыпей проектный профиль в отдельных местах будет пересекать профиль поверхности земли. Точки пересечения этих профилей называют *точками нулевых работ*, т. е. грунт в этих точках при строительстве не снимается и не подсыпается.

Для определения положения и отметки точки нулевых работ рассмотрим рис. 84, на котором AB — фактический, а $A^пB^п$ — проектный профили. Из подобия треугольников $AOA^п$ и $BOB^п$:

$$\frac{d-l_a}{l_a}=\frac{|h_b^р|}{|h_a^р|},$$

тогда

$$\frac{d}{l_a}-1=\frac{|h_b^р|}{|h_a^р|} \quad \text{или} \quad \frac{d}{l_a}=\frac{|h_a^р|+|h_b^р|}{|h_a^р|}.$$

Окончательно получим

$$l_a=d\frac{|h_a^р|}{|h_a^р|+|h_b^р|}. \tag{131}$$

Поменяв местами точки и обозначив $l_b=d-l_a$, по аналогии запишем

$$l_b=d\frac{|h_b^р|}{|h_a^р|+|h_b^р|}.$$

Для контроля вычислений используют формулу

$$l_a+l_b=d.$$

При определении отметки точки нулевых работ воспользуемся проектной линией $A^пB^п$. Зная проектный уклон i, проектную отметку $H_A^п$ точки $A^п$ и расстояние l_a, по формуле (129) получим

$$H_0=H_A^п+il_a.$$

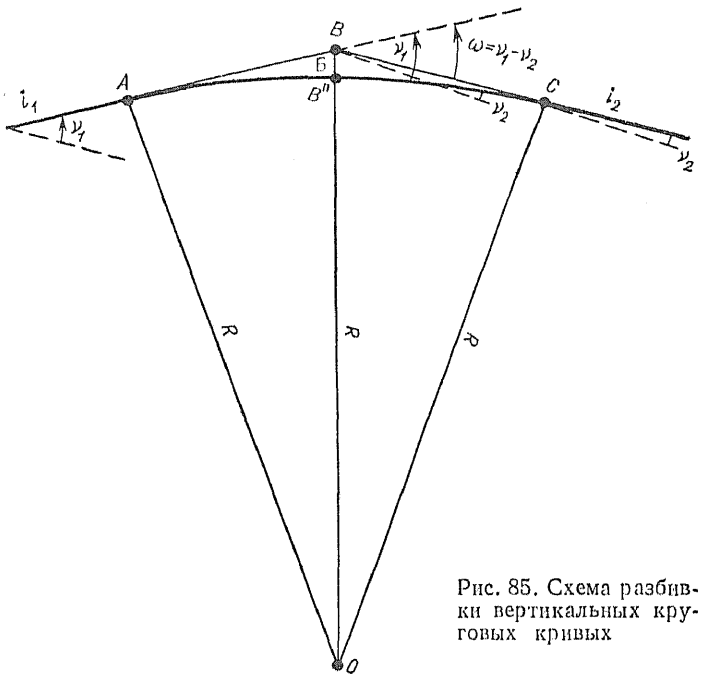


Рис. 85. Схема разбивки вертикальных круговых кривых

На перегибах проектные линии сопрягают вертикальными кривыми, обеспечивающими плавность движения транспорта и видимость встречного движения на выпуклых участках дороги. Требования к радиусам вертикальных круговых кривых приведены в табл. 13.

На рис. 85 показаны элементы вертикальной круговой кривой при сопряжении проектных линий с уклонами i_1, i_2 и линиями AB, BC, соответствующими углами наклона $\nu_1 = \operatorname{arctg} i_1$ и $\nu_2 = \operatorname{arctg} i_2$. Так как угол поворота трассы $\omega = \nu_2 - \nu_1$, то на основании формулы (124)

$$T = R \operatorname{tg} \frac{\omega}{2} = R \operatorname{tg} \frac{\nu_1 - \nu_2}{2}.$$

Углы ν_1 и ν_2 малы, поэтому

$$\operatorname{tg} \frac{\nu_2 - \nu_1}{2} = \operatorname{tg} \frac{\nu_2}{2} - \operatorname{tg} \frac{\nu_1}{2} = \frac{\operatorname{tg} \nu_2 - \operatorname{tg} \nu_1}{2} = \frac{i_1 - i_2}{2},$$

тогда

$$T = R \frac{i_1 - i_2}{2}.$$

При малых значениях углов ν_1 и ν_2 проекция тангенса на кривую и сама кривая практически равны, следовательно

$$К \approx 2Т = R\,(i_1 - i_2).$$

Для определения биссектрисы рассмотрим прямоугольный треугольник BAO:

$$(R + Б)^2 = Т^2 + R^2.$$

После преобразования получим

$$Б\,(2R + Б) = Т^2 \text{ или } Б = Т^2/(2R + Б).$$

Так как величина Б по сравнению с $2R$ пренебрегаемо мала, то в знаменателе правой части равенства ее можно отбросить. Тогда

$$Б = Т^2/2R.$$

Для вычисления отметки проектной точки кривой $B^п$ воспользуемся следующей зависимостью. На рис. 85 видно, что

$$H_{B_п} = H_B - Б,$$

но $H_{B_п} = H_A^п + i_1Т$,

следовательно

$$H_{B^п} = H_A^п + iТ - Б.$$

По формулам вычисляют основные элементы круговых кривых, а затем определяют отметку середины кривой. Для определения отметок остальных точек используют способ прямоугольных координат. При этом плоскость разбивки располагают не горизонтально, а вертикально.

Для подсчета объемов земляных работ на поперечные профили наносят проектные сечения линейного сооружения и графически определяют площади сечений S. Объемы грунта между двумя поперечными профилями с площадями сечений S_1 и S_2 вычисляют по формуле

$$V = \frac{S_1 + S_2}{2} d,$$

где d — расстояния между поперечными профилями.

При проектировании продольных профилей трубопроводов выполняют аналогичные расчеты: вычисляют проектные высоты лотков труб в каждом колодце или камере и проектные уклоны между ними; вместо рабочих отметок определяют глубину заложения лотков от поверхности.

Профили подземных трубопроводов содержат информацию о материале труб, их диаметре, инженерных сетях, пересекающих данную трассу.

В настоящее время происходит переход к качественно новому способу проектирования линейных сооружений — проектированию с использованием ЭВМ. Проектировочные расчеты для этого случая легко поддаются программированию, и использование в них даже малой вычислительной техники дает заметный эффект. Особой перспективностью и большим экономическим эффектом отличаются системы автоматизированного проектирования (САПР).

§ 65. Вертикальная планировка, построение проектных горизонталей

Вертикальная планировка — это комплекс работ, выполняемых с целью преобразования существующего рельефа для обеспечения нормальных условий эксплуатации осваиваемой территории. Проведение этих работ обусловлено необходимостью организации поверхностного стока выпадающих на землю осадков, обеспечения нормальной эксплуатации различных видов транспорта, создание удобств для пешеходов.

Например, при строительстве промышленных предприятий необходимо одновременно решать вопросы о водоотводе, создании горизонтальных площадок для складирования материалов, площадок с минимальными уклонами для стояния транспортных средств и т. п. Искусственный рельеф, создаваемый на территориях современных городов, должен отвечать определенным инженерно-транспортным и архитектурным требованиям.

В то же время, работы по вертикальной планировке не должны приводить к ухудшению гидрогеологических условий, нарушению режима грунтовых вод, возникновению оползней, эрозии.

В состав вертикальной планировки входят следующие виды работ: изыскания; разработка проекта вертикальной планировки, состоящего из плана организации рельефа и плана земельных масс (картограммы земляных работ); земляные работы (срезка грунта, подсыпка, перемещение, уплотнение и т. п.).

В процессе изысканий создаются крупномасштабные топографические планы (1 : 500÷1 : 2000), собираются данные об осваиваемой территории геологического, гидрогеологического и метеорологического характера. Эти ма-

териалы используются при разработке проектов вертикальной планировки.

Проекты вертикальной планировки больших по площади объектов выполняют в две стадии (технический проект и рабочая документация), а для небольших участков в одну стадию (технорабочий проект). В качестве исходных материалов при составлении проектов вертикальной планировки используют топографический план участка, полученный в процессе геодезических изысканий, и схему вертикальной планировки, охватывающую территорию города или района. Схему вертикальной планировки составляют в масштабе 1 : 5000÷1 : 10 000, на ней показывают красные линии будущей застройки, проектные продольные уклоны улиц, проектные и существующие высоты в точках пересечений осей проездов.

При разработке проектов вертикальной планировки соблюдают следующие технические условия:

проектные уклоны $i_п$ не должны превышать предельно-допустимых значений i_{max} и не должны быть меньше минимально допустимых значений i_{min}, т. е. $i_п \leqslant i_{max}$ и $i_п \geqslant i_{min}$;

общий объем земляных работ $V_{общ}$ в пределах планируемой территории должен по возможности быть минимальным, т. е. $V_{общ} = \min$;

объем выемки $V_в$ должен примерно равняться объему насыпи $V_н$, т. е. $V_в \approx V_н$.

Первое из перечисленных условий необходимо для обеспечения нормальной эксплуатации планируемой территории. Так, при планировке проездов, если $i_п \geqslant i_{max}$, это приведет к трудностям при эксплуатации транспорта. В случаях, когда ведется планировка внутри городских кварталов при $i_п \geqslant i_{max}$ на незаасфальтированных участках может происходить размыв поверхности, а при $i_п < i_{min}$ не будет обеспечен сток осадков.

Второе и третье условия обусловлены необходимостью снижения затрат на производство работ. Очевидно, что при $V_{общ} = \min$ стоимость планировочных работ будет минимальной, а в тех случаях, когда $|V_в| \approx |V_п|$, при их выполнении не возникнет необходимости привозить дополнительно или вывозить лишний грунт. Обычно при проектировании допускается разность между $V_в$ и $V_н$ в пределах 3÷5 % от $V_{общ}$, т. е.

$$\frac{|V_в| - |V_н|}{|V_{общ}|} 100\% \leqslant 3 \div 5\%. \qquad (132)$$

Таблица 14. Значения допустимых уклонов (для городов)

Вид сооружения	Допустимый уклон, %
Скоростные дороги	40
Магистральные улицы и дороги значения:	
общегородского	50
районного	60
Дороги для грузового движения	40
Дороги местного значения:	
жилые улицы	80
промышленных и коммунально-складских районов, пешеходные улицы	40
проезды	80
Водоотводные канавы	1÷3

Следует иметь в виду, что соблюдение этого условия для отдельных объектов не всегда можно осуществить, так на затопляемых участках неизбежна значительная подсыпка грунта. Часто проектные высоты планировки необходимо увязывать с высотами ранее построенных сооружений (дорог, мостов, железнодорожных станций и т. п.). Поэтому чаще всего ставят задачу выполнения баланса земляных работ для целого комплекса объектов.

Подсчет объемов земляных работ и проверка качества проекта путем определения баланса земляных масс по формуле (132) является важным этапом разработки проекта вертикальной планировки. Значение допустимых уклонов при вертикальной планировке городов приведены в табл. 14.

При разработке плана организации рельефа на топографический план масштаба 1 : 500—1 : 1000 переносят со схемы вертикальной планировки красные линии застройки и проектные высоты. Для изображения проектируемого рельефа чаще всего применяют метод проектных горизонталей: проектируемый рельеф изображают горизонталями с высотой сечения от 0,1 до 0,5 м. По величине проектного уклона $i_п$ и принятому сечению рельефа h_0 рассчитывают расстояние между проектными горизонталями на плане

$$a = \frac{h_0}{i_п N}, \qquad (133)$$

где N — знаменатель численного масштаба плана.

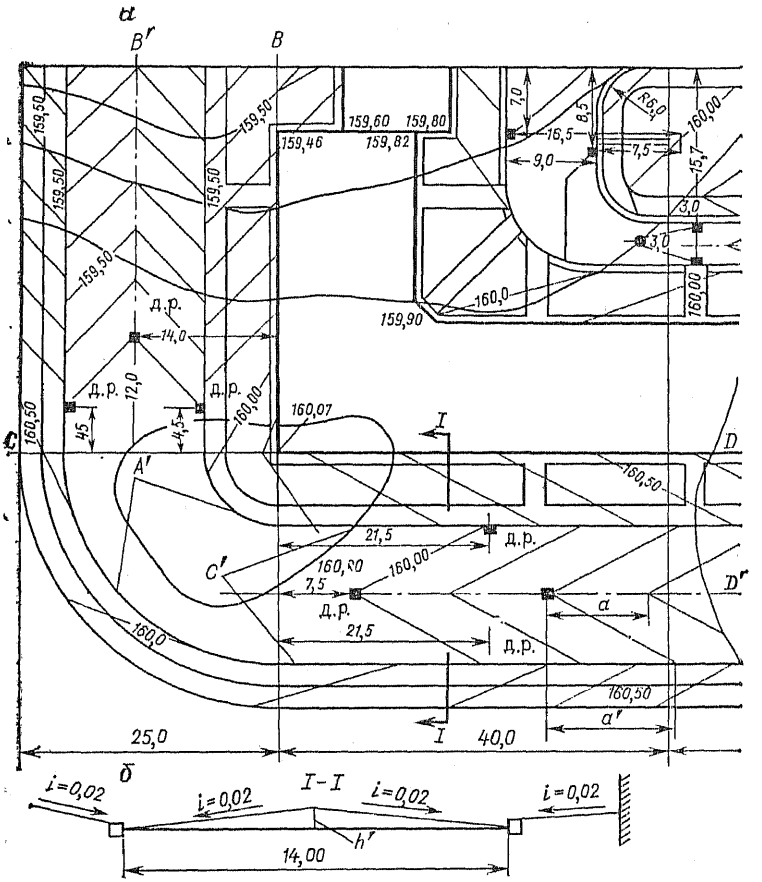


Рис. 86. План организации рельефа:
а — фрагмент планировки города; *б* — поперечное сечение проезжей части

Часто рельеф проектируют в виде оформляющих плоскостей. В пределах одной оформляющей плоскости горизонтали параллельны между собой и расположены друг от друга на равных расстояниях. На рис. 86, *а* показан фрагмент проекта вертикальной планировки городской территории, где AB и CD — красные линии застройки $A'B'$ и $C'D'$ — оси проездов. Проезжая часть городских дорог выполняется двускатной (рис. 86, *б*), чтобы атмосферные осадки, выпадающие на поверхность, стекали к бортовому камню. В определенных местах на проезжей

части устраиваются дождеприемные решетки (на рис. 86,*а* обозначены буквами д. р.), через которые вода попадает в ливневую канализацию (водостоки). Как видно на рисунке, поверхность дорог планируется в виде двух оформляющих плоскостей. Поверхности расположенных вдоль проезжей части тротуаров и газонов планируются в виде оформляющих плоскостей с уклоном в сторону дороги. Внутри квартала проектный рельеф запроектирован с таким расчетом, чтобы вода удалялась с территории квартала и стекала в сторону проезда.

Расстояние между горизонталями по оси проезда вычисляют по формуле (133). Например, при проезде по оси $C'D'$ при заданном уклоне $i_п = 10\ ‰$ и сечении рельефа $h_0 = 10$ см для чертежа в масштабе 1 : 500 получим

$$a = \frac{10}{0{,}010 \cdot 500} = 2 \text{ см}.$$

Чтобы построить проектную горизонталь проезда, нужно знать расстояние a' от нормали к оси проезда до точки пересечения горизонтали с бортовым камнем (см. рис. 86, *а*).

Для этого определяют превышение h' (см. рис. 86, *б*):

$$h' = i_{поп} d/2,$$

где $i_{поп}$ — поперечный уклон проезда; d — ширина проезжей части. Согласно рис. 86, *б* $h' = 0{,}02 \cdot 14/2 = 0{,}14$ м. Для вычисления a' используем формулу (133), в которую подставляют значение h' в см, т. е.

$$a' = \frac{14}{0{,}010 \cdot 500} = 2{,}8 \text{ см}.$$

Рассчитав таким образом положение одной горизонтали, проводят остальные, параллельно ей, в пределах участка дороги с одинаковыми уклонами $i_п$ и $i_{поп}$. Аналогична методика построения рельефа территории тротуаров и газонов, расположенных вдоль проезжей части дороги.

При построении горизонталей внутри квартала предварительно определяют границу естественного водораздела и проводят горизонтали с учетом возможности отвода воды по внутриквартальным дорогам в сторону улиц.

Вторым чертежом, который входит в состав проекта вертикальной планировки является п л а н з е м е л ь н ы х м а с с (картограмма земляных работ) (рис. 87).

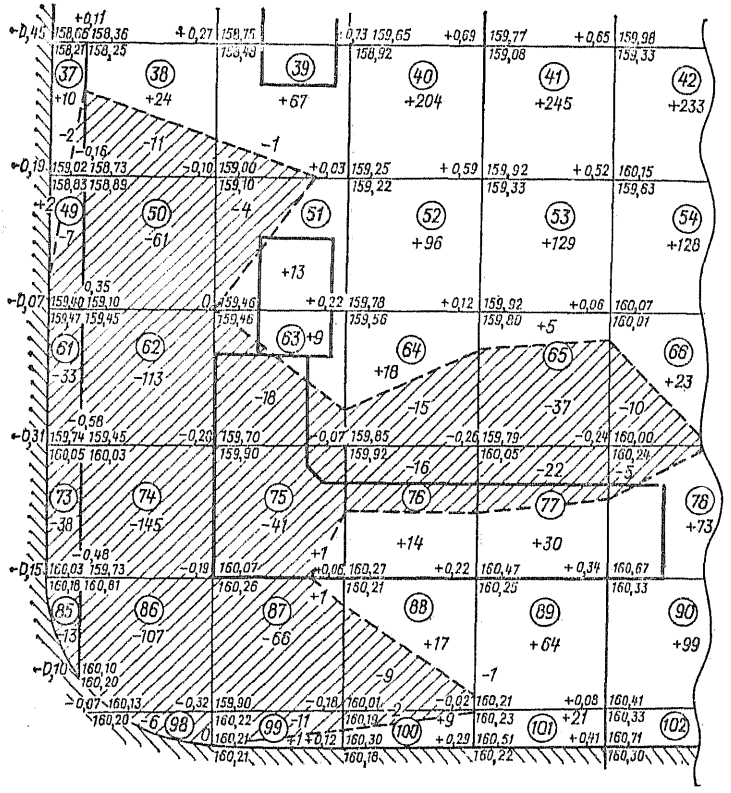


Рис. 87. План земельных масс

Этот чертеж является вспомогательным, по нему производится подсчет объемов земляных работ и определяется граница нулевых работ, разделяющая участки выемки и насыпи.

При составлении плана земельных масс планируемую территорию разбивают на сетку квадратов со сторонами 5, 10, 20, 40 или 50 м. Размер стороны назначают в зависимости от сложности существующего рельефа и необходимой точности определения объемов работ. Внутри каждого квадрата подписывают его номер. В вершинах квадратов подписывают высоты: в числителе — проектное значение $H^{п}$, в знаменателе — фактическое значение H. Проектные высоты определяют по проектным горизонталям топографического плана. Рабочие отметки вычисляют

по формуле (130) и подписывают в вершине каждого квадрата. Для квадрата № 66 имеем $h_1^р = +0{,}06$, $h_2^р = +0{,}20$, $h_3^р = -0{,}24$, $h_4^р = +0{,}06$. Строят линию нулевых работ (на рис. 87 показаны пунктиром).

При построении линии нулевых работ положение точек нулевых работ на сторонах квадратов определяют по формулам (131). Эти точки соединяют и таким образом получают границы выемки и насыпи. Далее производят определение объемов земляных работ по каждому полному квадрату. В этих случаях объем насыпи или выемки приравнивают объему призмы с основанием в виде квадрата и высотой, равной средней рабочей отметке. Объем земляных работ в этом случае равен

$$V = \frac{h_1^р + h_2^р + h_3^р + h_4^р}{4} S_к, \qquad (134)$$

где $S_к$ — площадь квадрата.

Для квадрата № 29

$$V = \frac{0{,}82 + 0{,}74 + 0{,}665 + 0{,}69}{4} 400 = +290 \text{ м}^3.$$

В неполных квадратах, которые пересекает линия нулевых работ, проводят вспомогательные линии, с помощью которых части квадрата делят на треугольные призмы. Объем каждой призмы находят по формуле

$$V = \frac{1}{3} S_п \sum h^р,$$

где $S_п$ — площадь основания призмы.

Например, для треугольника в квадрате № 66 имеем $V = -1/3\ 112{,}5 \cdot 0{,}24 = -10$ м^3.

Объемы по каждому полному и неполному квадрату подписывают на чертеже и суммируют. На чертеже заштриховывают площади, на которых необходимо выполнить подсыпку грунта. Из рис. 87 следует, что на заштрихованные площади необходимо переместить 791 м^3 грунта, а остальной грунт подлежащий срезке—вывезти на соседние объекты.

§ 66. Геодезические расчеты при проектировании горизонтальных и наклонных площадок

Проектирование горизонтальных и наклонных площадок является частной задачей вертикальной планировки. Подобные задачи появляются при строительстве спортив-

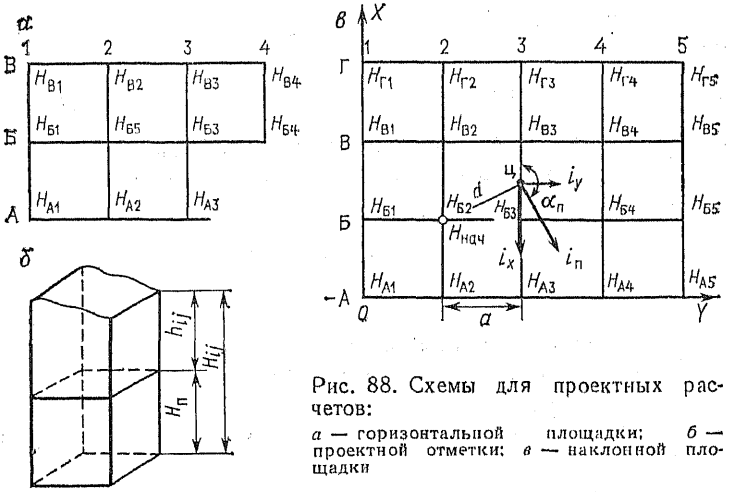


Рис. 88. Схемы для проектных расчетов:

а — горизонтальной площадки; *б* — проектной отметки; *в* — наклонной площадки

ных комплексов, стоянок автотранспорта, трамвайно-троллейбусных парков, устройстве территорий, предназначенных для складирования железобетонных изделий и т. п.

Горизонтальные площадки достаточно часто приходится проектировать с соблюдением баланса земляных масс. В этом случае задача сводится к определению отметки горизонтальной плоскости $H^п$, при которой в пределах планируемой территории соблюдается условие

$$\sum V_в - \sum V_н = 0. \qquad (135)$$

Как и при составлении плана земельных масс, площадку разбивают на квадраты со сторонами 10, 20, 40 или 50 м в зависимости от сложности рельефа и требований к точности работ. На рис. 88, *а* планируемый участок разбит на пять квадратов. Площадь каждого из них равна $S_к$, а в вершинах квадратов определены отметки поверхности H. Для вывода формулы воспользуемся преобразованиями, полученными доцентом В. Ф. Лукьяновым.

Предположим, что $H^п$ известна (рис. 88, *б*). Тогда в квадрате с номером i рабочие отметки равны:

$$h^р_{i1} = H^п - H_{i1}; \quad h^р_{i2} = H^п - H_{i2};$$
$$h^р_{i3} = H^п - H_{i3}; \quad h^р_{i4} = H^п - H_{i4}. \qquad (136)$$

Согласно (134) объем перемещаемого грунта будет равен

$$V_i = S_к h^р_{ср} = S_к (h^р_{i1} + h^р_{i2} + h^р_{i3} + h^р_{i4})/4 = S_к \frac{1}{4} \sum h^р_{ij},$$

где $j = 1, 2, 3, 4$ — номер рабочей отметки.

Подсчитаем объем грунта по всей площади

$$\sum_{i=1}^{n} V_i = S_к \sum_{i=1}^{n} \frac{\sum_{j=1}^{4} h^р_{ij}}{4} = \frac{S_к}{4} \sum_{i=1}^{n} \left(\sum_{j=1}^{4} h^р_{ij} \right),$$

где n — число всех квадратов.

Согласно условию баланса (135):

$$S_к \sum_{i=1}^{n} \left(\sum_{j=1}^{4} h^р_{ij} \right) \Big/ 4 = 0. \qquad (137)$$

Так как $S_к \neq 0$, это условие может соблюдаться в том случае, если

$$\sum_{i=1}^{n} \left(\sum_{j=1}^{4} h^р_{ij} \right) = 0.$$

Заменим в (137) $h^р_{ij}$, подставив его значения из (136):

$$\sum_{i=1}^{n} (H_п - H_{i1} + H_п - H_{i2} + H_п - H_{i3} + H_п - H_{i4}) = 0$$

или

$$4H_п n - \sum_{i=1}^{n} (H_{i1} + H_{i2} + H_{i3} + H_{i4}) = 0.$$

Из уравнения находим $H^п$:

$$H^п = \frac{\sum_{i=1}^{n} (H_{i1} + H_{i2} + H_{i3} + H_{i4})}{4n}. \qquad (138)$$

Подставим в выражение (138) значения из рис. 88, *а*, тогда

$$(H_{В1} + H_{В2} + H_{Б2} + H_{Б1}) + (H_{В2} + H_{В3} + H_{Б3} + H_{Б2}) + (H_{В3} + H_{В4} + H_{Б4} + H_{Б3}) + (H_{Б1} + H_{Б2} + H_{А2} + H_{А1}) + (H_{А2} + H_{Б2} + H_{Б2} + H_{А3}) = H_{Б1} + H_{В4} + H_{Б4} + H_{А3} + H_{А1} + 2(H_{В2} + H_{В3} + H_{Б1} + H_{А2}) + 3H_{Б3} + 4H_{Б2}. \qquad (139)$$

Заметим, что высоты вершин, относящихся к одному квадрату, таких как $H_{Б1}$, $H_{В4}$, $H_{Б4}$, $H_{А3}$, $H_{А1}$ встречаются в (139) по одному разу, высоты, относящиеся к двум смежным квадратам ($H_{Б3}$, $H_{В3}$) — по два раза, высоты, относящиеся к трем квадратам ($H_{Б3}$) — по три раза и высоты, относящиеся к четырем квадратам — четыре раза.

Если ввести обозначения: $H_{(1)}$, $H_{(2)}$, $H_{(3)}$, $H_{(4)}$, где индексы в скобках — число квадратов, к которым относится высота, и подставить эти обозначения в (139), то получим

$$H^{п} = \frac{\sum H_{(1)} + 2\sum H_{(2)} + 3\sum H_{(3)} + 4\sum H_{(4)}}{4n}. \qquad (140)$$

На производстве в целях удобства вычислений находят в пределах участка самую низкую отметку H_{min} и вычисляют условные высоты по формуле

$$h_{у} = H_{ij} - H_{min}.$$

Если подставить в (140) условные высоты, то

$$H^{п} = H_{min} + \frac{\sum h_{у\,(1)} + 2\sum h_{у\,(2)} + 3\sum h_{у\,(3)} + 4\sum h_{у\,(4)}}{4n}. \qquad (141)$$

Формула (141) является рабочей при вычислении проектной отметки горизонтальной площадки. Следует иметь в виду, что данная формула приближенная, так как при ее выводе мы считали, что поверхность в пределах каждого квадрата — наклонная плоскость. Однако при спокойном рельефе местности и при удачном выборе размеров сторон квадратов, определенное по ней значение $H^{п}$ обеспечивает соблюдение баланса земляных масс в пределах 3—5 %.

При проектировании наклонной площадки, как и в предыдущем случае, территорию разбивают на квадраты и задаются условной системой координат X и Y (см. рис. 88, *в*). Задают уклон площадки $i_{п}$ и дирекционный угол направления этого уклона $\alpha_{п}$. Определяют координаты вершин квадратов X_i, Y_i в принятой системе координат и находят положение центра тяжести по формулам

$$X_{ц} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} X_i; \quad Y_{ц} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} Y_i.$$

Проектную высоту центра тяжести $H_{\text{ц}}$ находят по формуле (141). Далее определяют проектную высоту одной из вершин квадрата $H_{\text{нач}}$, внутри которого расположен центр тяжести. Для этого измеряют на плане расстояние d от центра тяжести до вершины квадрата и с помощью транспортира определяют дирекционный угол α этого отрезка.

Проектный уклон вдоль этого отрезка равен

$$i_d = i_{\text{п}} \cos(\alpha - \alpha_{\text{п}}),$$

а проектная высота точки

$$H_{\text{нач}} = H_{\text{ц}} + i_d d.$$

Перед тем, как вычислить проектные высоты всех остальных вершин, находят значение проектного уклона вдоль осей X и Y.

$$i_X = i_{\text{п}} \cos \alpha_{\text{п}};$$

$$i_Y = i_{\text{п}} \sin \alpha_{\text{п}}.$$

Далее вычисляют значение проектных превышений между соседними вершинами квадратов по осям X и Y:

$$h_X = a i_X, \quad h_Y = a i_Y,$$

где a — сторона квадрата. Проектные высоты всех квадратов находят, последовательно к $H_{\text{нач}}$ прибавляя h_X и h_Y.

Следует иметь в виду, что знаки, с которыми надо прибавлять h_X и h_Y, будут разными в зависимости от того, как расположены точки искомых высот относительно точки с начальной высотой. Поэтому для того, чтобы избежать грубых ошибок при вычислении, целесообразно на чертеже показать направление уклонов $i_{\text{п}}$, i_X и i_Y. Например (см. рис. 88, *в*) вычислять высоту точки А1 следует по формуле

$$H_{\text{А}} = H_{\text{нач}} - h_X + h_Y,$$

а точки Г4 —

$$H_{\text{Г4}} = H_{\text{нач}} + 2h_X - 2h_Y.$$

После вычисления проектных высот для горизонтальной площадки или наклонной, находят рабочие отметки, вычисляют объемы земляных работ и проверяют соблюдение баланса земляных работ.

Глава 15

ПЕРЕНЕСЕНИЕ НА МЕСТНОСТЬ ПРОЕКТОВ ПЛАНИРОВКИ И ЗАСТРОЙКИ

§ 67. Общие сведения

Большинство градостроительных задач, связанных с разработкой проектов планировки и застройки населенных пунктов и перенесением проектов в натуру, при решении требуют производства геодезических работ. Постановка геодезических работ, их состав и порядок зависят от стадии проектирования, площадей, занимаемых застройкой и назначения зданий и сооружений.

Планировка и застройка городов и сельских населенных мест — это комплекс мероприятий по строительству новых городов, реконструкции и развитию старых городов и поселков. Планировка и застройка связаны с решением архитектурно-строительных, инженерно-технических и санитарно-гигиенических вопросов. Проектирование новых и реконструкцию существующих городов и поселков производят на основе народно-хозяйственных планов социальных и экономических перспектив их развития, комплексного решения функциональных элементов и систем обслуживания, благоустройства и городского транспорта.

Перспективные планы развития населенного пункта отражают в основном градостроительном документе — генеральном плане. Генеральный план города служит основой для разработки проектов первоочередного строительства, детальной планировки, планировки городских промышленных районов, застройки, инженерного оборудования, благоустройства, городского транспорта и других работ по объектам, расположенным в пределах проектных границ города. Генеральный план города или поселка разрабатывают на срок от 25 до 30 лет. Одновременно предусматривают резерв территории, обеспечивающий возможность дальнейшего развития населенного пункта.

Территориями, отводимыми для строительства новых городов и поселков обычно служат земли несельскохозяйственного назначения или малопригодные для сельского хозяйства, а также земли государственного лесного фонда, не покрытые лесом или занятые малоценными лесными породами. Решающими факторами, определяющими

выбор площадей под строительство, являются экономическая целесообразность и сохранность природы. Топографической основой для разработки генерального плана города или поселка служат планы масштаба 1 : 5000—1 : 10 000.

Основным структурным элементом при разработке проекта планировки жилой застройки является микрорайон, а в промышленных районах — блок-квартал производственных зданий и сооружений. Элементы жилой и промышленной застройки ограничиваются красными линиями. *Красными линиями* называют границы, отделяющие территорию застройки от улиц, проектируемых проездов, полосы для строительства метрополитена открытым способом, зон для высоковольтных передач и т. п. Здания вдоль улиц размещают по линии застройки, отступающей от красной линии в глубь территории на магистральных улицах не менее 6 м, на жилых — не менее 3 м.

Проектные решения, связанные с детализацией планировки и застройки, принимаются при разработке *проекта детальной планировки.* Проект детальной планировки и эскиз застройки разрабатывают на жилые и промышленные районы, общегородские центры и общественные комплексы. Задачей такого проекта является уточнение и развитие решений, принятых в генеральном плане города до уровня, позволяющего определить задания на составление проектов застройки. Проект детальной планировки включает в себя следующие материалы: схему размещения проектируемого района в системе города; план красных линий и эскиз застройки; разбивочный чертеж красных линий; макет планировки и застройки; схему инженерной подготовки территории и вертикальной планировки по осям проездов; схему размещения внемикрорайонных инженерных сетей.

Схему размещения проектируемого района в системе города составляют в масштабах 1 : 5000 или 1 : 10 000. План красных линий составляют в масштабах 1 : 1000 или 1 : 2000; при этом на плане выделяют опорную застройку, т. е. существующие капитальные здания и сооружения, принимаемые в качестве опорных при определении положения красных линий в натуре.

Разбивочный чертеж с привязочными размерами точек красных линий к опорным строениям и пунктам геодезической основы выполняют в масштабе 1 : 2000. На репро-

копиях плана красных линий разрабатывают эскиз застройки, на котором показывают проектные и фактические отметки осей проездов и точек пересечения красных линий; разрабатывают также макет объемно-пространственной композиции застройки и схему размещения инженерных сетей.

Пояснительная записка к проекту детальной планировки содержит характеристику социальных и экономических условий района, его природные особенности, технико-экономические показатели и обоснования принятых в проекте решений.

Проект застройки разрабатывают на основе проекта детальной планировки и эскиза застройки микрорайона, квартала, общественного комплекса и т. п. Его выполняют в две стадии: технический проект и рабочая документация.

Технический проект включает в себя: генеральный план застройки на топографическом плане в масштабе 1 : 500 или 1 : 1000; макет застройки в том же масштабе; чертеж подземных инженерных сетей в том же масштабе.

Рабочую документацию разрабатывают на основе технического проекта. Она представляет собой комплекс проектно-технических материалов, рассчитанных на строительство зданий и сооружений в течение предстоящего года. В рабочую документацию входят:

генеральный план участка застройки в масштабе 1 : 500 или 1 : 1000, на котором показаны проектируемые, сохраняемые и реконструируемые здания и сооружения и другие детали застройки;

разбивочный чертеж в масштабе 1 : 500 или 1 : 1000, содержащий детали застройки и данные уточненной привязки их к опорным зданиям или пунктам геодезической основы;

чертежи по вертикальной планировке территорий, примыкающих к застройке, в масштабе 1 : 500—1 : 1000 с проектными горизонталями, проектными отметками и уклонами; картограммы земляных работ;

комплекты чертежей, принятых к строительству зданий и сооружений и другие документы.

На территориях сельскохозяйственного назначения при проведении землеустроительных мероприятий составляют проекты межхозяйственных и внутрихозяйственных землепользований. В процессе проектирования уточняют и изменяют границы землепользований на основе схем

районной планировки, устанавливают или изменяют городскую, поселковую черты и черту перспективных населенных пунктов, границы сельскохозяйственных угодий.

Проектирование красных линий в процессе разработки проекта детальной планировки производят следующим образом. На топографическом плане с нанесенными элементами опорной застройки составляют план красных линий, представляющий совокупность прямых и сопрягаемых с ними круговых кривых линий. Для того, чтобы при застройке территории по частям не нарушить общую проектно-архитектурную композицию, план красных линий составляют на всю территорию в целом.

Определяют координаты X и Y точек поворота красных линий в принятой городской системе координат. Координатами точек красной линии, совпадающих с углами опорных строений служат координаты этих углов, определенные в натуре от пунктов геодезической основы. При отсутствии опорной застройки или отсутствии координат углов координаты точек поворота определяют графически по плану с точностью его масштаба. Координаты точек поворота границ землепользования сельскохозяйственных территорий определяют графически по плану.

Аналитический расчет красной линии производят по исходным координатам точек поворота. Сущность работы заключается в определении координат промежуточных точек. При перенесении проекта детальной планировки в натуру от пунктов геодезической основы выносят и закрепляют на местности поворотные и промежуточные точки красной линии.

На рис. 89 представлен фрагмент проекта красной линии, на котором показаны проектируемые 16-этажные жилые дома, красная линия с точками поворота K_1 и K_2 и промежуточными точками T_1 и T_2, линия жилой застройки с точками $Л_1$ и $Л_2$ (углы жилого квартала) и элементы ситуации.

Пусть X_1, Y_1 и X_2, Y_2 — графически определенные координаты точек поворота K_1 и K_2 красной линии. По формуле обратной геодезической задачи

$$\alpha_{1,2} = \operatorname{arctg}\frac{Y_2 - Y_1}{X_2 - X_1}$$

рассчитывают дирекционный угол $\alpha_{1,2}$ направления K_1-K_2. По плану измеряют длины отрезков между точками

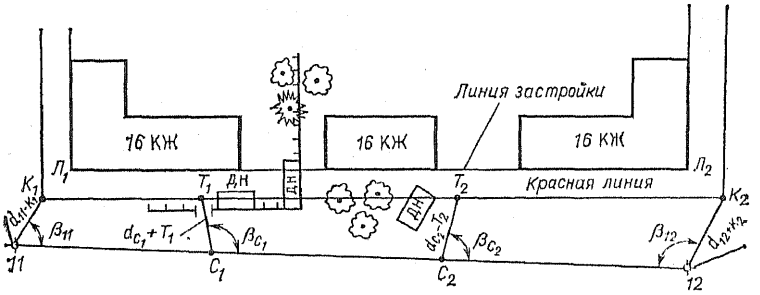


Рис. 89. Фрагмент проекта детальной планировки со схемой разбивки красной линии

красной линии и по формулам прямой геодезической задачи рассчитывают координаты промежуточных точек. Так, координаты промежуточной точки T_1 будут

$$X_{T_1} = X_1 + d_{K_1-T_1} \cos \alpha_{1,\ 2}; \quad Y_{T_1} = Y_1 + d_{K_1-T_1} \sin \alpha_{1,\ 2},$$

где $d_{K_1-T_1}$ — длина отрезка на плане между точками K_1 и T_1.

Аналитический расчет проектируемого объекта застройки заключается в определении координат его углов. При этом контур здания или сооружения с проектными габаритами, нанесенный на генплане участка застройки, рассматривают как замкнутый полигон с известными внутренними углами и сторонами. Если по генплану графически определить координаты одной точки контура проектируемого объекта и дирекционный угол направления стороны, примыкающей к этой точке, то координаты остальных точек контура можно определить аналитически путем решения прямой геодезической задачи, аналогично вычислению координат вершин теодолитного хода в § 49.

Погрешность графического определения координат точек по плану равна величине порядка двойной точности масштаба плана. Например, для плана масштаба 1 : 1000 эта точность равна 0,20 м. Для повышения точности графического определения координат и исключения деформации бумаги, доходящей до 2 %, расстояние от линий координатной сетки до точки измеряют по плану от двух сторон квадрата, внутри которого расположена точка. Из двух результатов измерений берут среднее значение.

Геодезической основой при перенесении красных линий, границ землепользования и объектов застройки

могут служить полигонометрические ходы, а также теодолитные ходы, проложенные ранее для съемки городских территорий или сельскохозяйственных площадей. При отсутствии пунктов съемочного обоснования вблизи переносимых в натуру точек красных линий или границ землепользования геодезическую основу создают специально.

Процесс перенесения проектов планировки и застройки в натуру называют *геодезическими разбивочными работами* (сокращенно — разбивкой). При перенесении проекта детальной планировки в натуру выносят и закрепляют поворотные и промежуточные точки красной линии; при перенесении проекта застройки — линию застройки или габариты отдельных зданий и сооружений.

Разбивочные работы состоят из совокупности геодезических операций, называемых элементами геодезических разбивочных работ. Отдельные виды и этапы разбивочных работ являются сочетанием тех или иных элементов.

§ 68. Элементы разбивочных работ при перенесении в натуру проектов планировки и застройки

Элементами разбивочных работ являются геодезические построения в натуре заданных проектом углов, линий и высот.

Построение проектного угла

При построении на местности закреплена вершина угла A (рис. 90, *а*) и задана одна его сторона AB. Задача заключается в определении направления и закреплении

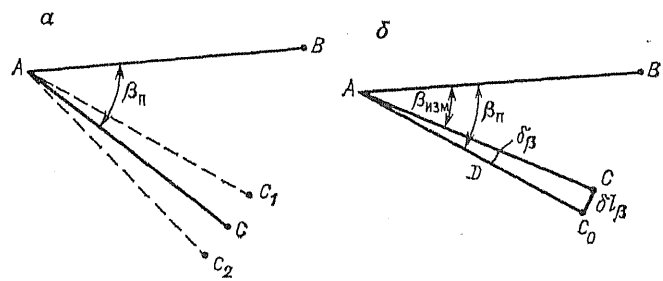


Рис. 90. Схема построения проектного горизонтального угла: *а* — с точностью теодолита; *б* — с повышенной точностью

на местности стороны AC, расположенной под углом $\beta_п$ к стороне AB.

Теодолит устанавливают над точкой A, визируют на точку B и берут отсчет b по горизонтальному кругу. Предвычисляют отсчет $c = b + \beta_п$ (если угол $\beta_п$ строят против часовой стрелки, то $c = b - \beta_п$). Открепив алидаду, отсчет c устанавливают на горизонтальном круге и по центру сетки нитей трубы фиксируют точку C_1. Аналогично строят угол $\beta_п$ при другом положении вертикального круга и фиксируют точку C_2. Отрезок C_1C_2 делят пополам и фиксируют точку C. Угол BAC принимают за проектный.

На точность построения угла кроме факторов, приведенных в § 24, влияет погрешность фиксации точки C. Таким образом, общую погрешность построения угла можно вычислить по формуле

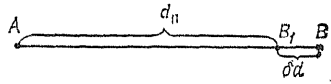
$$m_\beta = \sqrt{2m_в^2 + 2m_о^2 + m_ц^2 + m_р^2 + m_ф^2},$$

где $m_в$, $m_о$, $m_ц$, $m_р$, $m_ф$ — средние квадратические погрешности соответственно визирования, отсчета по горизонтальному кругу, центрирования теодолита над вершиной угла, редукции визирной цели (установки визирной цели в точке B), фиксации точки C.

Условия обеспечения точности построения углов приведены в СНиПе 3.01.03—84. Например, для построения угла $\beta_п$ со средней квадратической погрешностью $m_\beta = \pm 30''$ можно применить теодолит типа Т30, центрировать его оптическим или нитяным отвесом, точку C фиксировать карандашом на поверхности бетона.

При известной длине стороны $AC = D$ погрешность положения точки C определится как $m_c = m_\beta (D/\rho)$. Если m_c не должна превышать допустимой проектной величины $m_{c_{доп}}$, то погрешность построения угла не должна быть более $m_{\beta_{доп}} = m_{c_{доп}} (\rho/D)$ при той же величине D. В этом случае при построении угла с погрешностью, не превышающей $m_{\beta_{доп}}$ поступают так: предварительно построенный угол β измеряют $n = t_т^2/m_{\beta_{доп}}^2$ раз, где $t_т$ — точность отсчетного приспособления, и вычисляют среднее значение угла $\beta_{изм}$. Затем определяют угловую $\delta\beta = \beta_{изм} - \beta_п$ и линейную $\delta l_\beta = D\,(\delta\beta/\rho)$ поправки (рис. 90, *б*). Точку C перемещают в соответствующую сторону на величину δl_β и фиксируют точку C_0.

Рис. 91. Схема построения проектного отрезка



Построение проектного отрезка

От начальной точки A (рис. 91) в заданном направлении откладывают стальным мерным прибором расстояние, равное проектной длине $d_п$ и временно фиксируют конечную точку B_1. Процесс откладывания расстояния аналогичен его измерению. Определяют нивелированием превышение h между точками A и B_1 и измеряют температуру t прибора (если измерить ее невозможно, измеряют температуру воздуха).

Вычисляют поправки в длину линии: за компарирование $\delta d_к$, за температурное влияние δd_t, за наклон линии δd_h (см. § 30). Вычисляют суммарную поправку

$$\delta d = \delta d_к + \delta d_t + \delta d_h$$

и вводят ее с обратным знаком в линию AB_1. Если поправка с минусом, то линию AB_1 удлиняют на отрезок δd и фиксируют точку B (если с плюсом — линию укорачивают.) На точность построения проектного отрезка кроме факторов, приведенных в § 30, влияет также точность фиксации точек B_1 и B.

Построение линий с повышенной точностью выполняют инварными мерными приборами, а также светодальномерами СП3, СТ3Н. Условия обеспечения точности построения проектных отрезков содержатся в приложении 2 СНиП 3.01.03—84. Например, построение проектного отрезка с относительной погрешностью 1/3000 — 1/2000 можно выполнить стальной рулеткой типа ОПК3—20 АНТ/10 с уложением ее в створ на глаз. Для определения поправок превышение h концов отрезка может быть оценено глазомерно, температура измерена термометром с погрешностью не более 5 °С, средняя квадратическая погрешность компарирования рулетки — не более 1,5 мм, фиксация концов рулетки и конечной точки отрезка производиться карандашом.

Перенесение в натуру проектной отметки

Проектные отметки переносят в натуру, как правило, геометрическим нивелированием. Нивелир устанавливают примерно посредине между ближайшим репером и местом

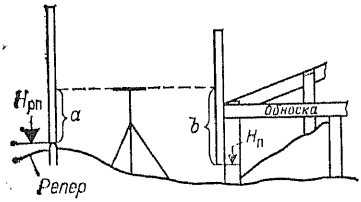


Рис. 92. Схема построения точки с проектной отметкой

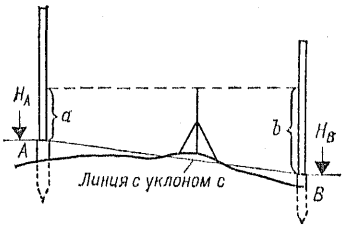


Рис. 93. Схема построения линии с проектным уклоном

перенесения отметки, например, обноской (рис. 92), берут отсчет a по рейке, установленной на репер. Вычисляют горизонт прибора ГП по формуле $ГП = H_{рп} + a$ и, вычтя из ГП проектную отметку $H^п$, находят проектный отсчет b. Далее рейку устанавливают у стойки обноски и перемещают по вертикали до тех пор, пока горизонтальная нить сетки зрительной трубы не совпадет с отсчетом b. В этот момент реечник фиксирует отметку $H^п$, прочерчивая по пятке рейки риску на обноске.

Перенесение проектной отметки повторяют по красной стороне реек, также фиксируя риской на обноске отметку $H^п$. Если риски не совпадут, определяют среднее положение и маркируют его. На точность перенесения в натуру проектных отметок кроме погрешностей, приведенных в § 37, влияет погрешность фиксации риской отметки.

Условия обеспечения точности перенесения в натуру отметок содержатся в СНиП 3.01.03—84. Например, для перенесения отметок со средней квадратической погрешностью 2—3 мм можно применить нивелир типа Н3 и шашечные рейки типа РН-3. При этом высота визирной линии над препятствием не должна быть меньше 0,2 м, а неравенство плеч на станции — 7 м. Проектные отметки можно переносить в натуру также и теодолитами с компенсатором Т15К, Т5К, 2Т5К, а также теодолитами с уровнем при трубе.

Построение в натуре линии проектного уклона

Построение заключается в фиксировании в натуре нескольких (минимум двух) точек, определяющих положение линии с проектным уклоном i. Может быть несколько случаев решения этой задачи, в каждом из них

расстояние d между точками известно (или его надо измерить).

Точка A с отметкой H_A закреплена (рис. 93). Вычисляют отметку точки B по формуле $H_B = H_A + id$ и выносят ее в натуру.

Точка A с проектной отметкой H_A не закреплена. Как и в предыдущем случае, вычисляют отметку H_B и точки A и B выносят в натуру.

Точка A закреплена, но ее отметка H_A неизвестна. Нивелируя, берут отсчет a по рейке, установленной в точке A. Предвычисляют проектный отсчет b по формуле $b = a + id$ и по нему точку B выносят в натуру.

Этот вид разбивочных операций наиболее широко применяют при строительстве самотечных трубопроводов и в дорожно-строительных работах.

Способы построения в натуре проектных точек

Точки красных линий, границ землепользований, проектируемых зданий и сооружений — так называемые проектные точки, переносят в натуру различными способами, являющимися сочетаниями элементов разбивочных работ. Выбор способа построения проектных точек зависит от вида геодезической основы.

Полярный способ. С пункта A (рис. 94, *а*) геодезической основы проектная точка C определяется в натуре путем построения теодолитом проектного угла β и мерным прибором проектного расстояния d.

На точность построения проектной точки оказывают влияние погрешности построения угла β (m_β), построения линии d (m_d), центрирования теодолита ($m_ц$), редукции визирной цели ($m_р$), исходных данных ($m_и$), фиксации точки C ($m_ф$). За погрешности исходных данных принимают погрешности в положении пунктов A и B геодезической основы. Приняв, что линейные элементы центровки и редукции равны между собой, т. е. $m_ц = m_р = e$, суммарную погрешность в положении проектной точки C можно вычислить по формуле

$$m_C = \sqrt{m_и^2 + \left(\frac{m_d}{d}\right)^2 d^2 + \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 d^2 + \ldots + \left[1 + \left(\frac{d}{S}\right)^2 - \frac{d}{S}\cos\beta\right] e^2 + m_ф^2}, \qquad (142)$$

где S — сторона угла.

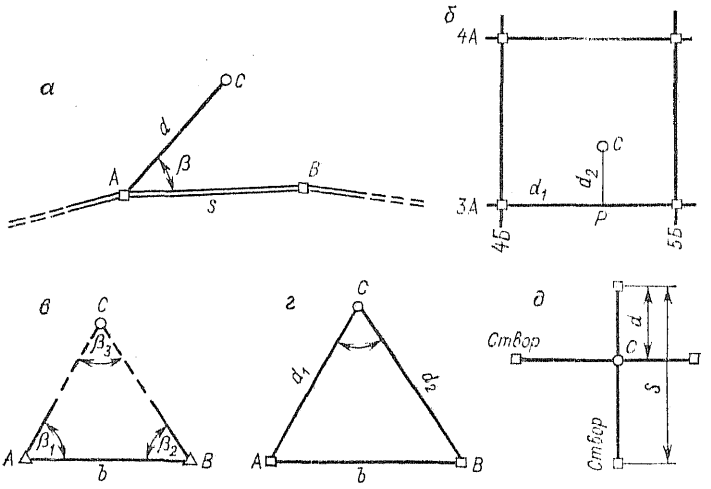


Рис. 94. Способы построения проектных точек:
а — полярный; *б* — прямоугольных координат; *в* — угловая засечка; *г* — линейная засечка; *д* — створная засечка

Пример. Допустим, что при построении проектной точки *С* используют теодолит Т30, которым отложен угол β с величиной $m_\beta = 30''$, и стальную рулетку, которой отложено полярное расстояние d с относительной погрешностью 1/3000. Пусть $d = S = 50{,}00$ м и $\beta = 45°$. При этих значениях и при $e = 3$ мм; $m_ф = 1$ мм и $m_и = 5$ мм точность построения точки *С*, рассчитанная по формуле (142), характеризуется величиной $m_C = 19$ мм.

Способ прямоугольных координат. Этим способом проектные точки переносят в натуру от пунктов геодезической основы в виде строительной сетки (рис. 94, *б*). От пункта *3А/4Б* строительной сетки по стороне *3А/4Б-3А/5Б* мерным прибором откладывают проектное расстояние d_1 до основания *Р* перпендикуляра. Теодолитом строят прямой угол, откладывают проектную длину d_2 перпендикуляра и фиксируют точку *С*.

На точность построения проектной точки этим способом влияют погрешности построения отрезков d_1 и d_2 (m_1 и m_2), построения прямого угла (m_β), центрирования и редукции ($m_ц$ и $m_р$), фиксации точки *С* ($m_ф$), исходных данных ($m_и$). Суммарную погрешность в положении проектной точки *С* можно вычислить по формуле

$$m_C = \sqrt{m_{\text{п}}^2 + \left(\frac{m_1}{d_1}\right)^2 d_1^2 + \left(\frac{m_2}{d_2}\right)^2 d_2^2 + \cdots}$$

$$\cdots + \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 d_2^2 + \left[1 + \left(\frac{d_2}{d_1}\right)^2\right] e^2 + m_{\text{ф}}^2, \qquad (143)$$

где e — величины редукции и центрировки.

Для повышения точности построения точки C необходимо, чтобы линия d_1, откладываемая по стороне сетки, была больше перпендикуляра d_2.

Пример. Пусть при построении точки C использованы те же приборы, что и в предыдущем примере. При тех же значениях e, $m_{\text{п}}$, $m_{\text{ф}}$, m_d/d, m_β, а также при $\beta = 90^\circ$, $d_1 = d_2 = 50{,}00$ м, точность построения точки C, вычисленная по формуле (143), характеризуется величиной $m_C = 24$ мм.

Способ угловой засечки. Этот способ применяют в основном при разбивке мостовых переходов и гидротехнических сооружений с пунктов мостовой триангуляции.

Положение проектной точки C (рис. 94, *в*) определяется построением в пунктах триангуляции A и B проектных углов β_1 и β_2. Точкой C является точка пересечения направлений AC и BC.

Точность угловой засечки можно оценить по формуле

$$m_C = \frac{m_\beta}{\rho}\, b \sqrt{\frac{\sin^2\beta_1 + \sin^2\beta_2}{\sin^4(\beta_1 + \beta_2)} + m_{\text{ф}}^2 + 2m_{\text{п}}^2}, \qquad (144)$$

где m_β — средняя квадратическая погрешность построения углов β_1 и β_2; b — расстояние между опорными пунктами A и B; $m_{\text{п}}$ — средняя квадратическая погрешность исходных данных.

Наибольшая точность построения точки C будет в случае, когда в треугольнике угол $\beta_3 = 90^\circ$ и стороны AC и BC равны между собой.

Пример. При тех же значениях погрешностей m_β, $m_{\text{ф}}$, $m_{\text{п}}$, что и в предыдущих примерах, и при условии, что $\beta_1 = \beta_2 = \beta_3 = 60^\circ$ и $b = 50{,}00$ м, точность построения точки C, рассчитанная по формуле (144), характеризуется величиной $m_C = 53$ мм.

Способ линейной засечки. Этот способ целесообразно применять при достаточной густоте пунктов геодезической основы и в тех случаях, когда рассто-

яния от переносимой в натуру точки до пунктов не превышают длины мерного прибора. Положение точки C (рис. 94, *г*) определяется пересечением проектных отрезков, отложенных от пунктов A и B геодезической основы.

На точность построения проектной точки влияют погрешности построения отрезков d_1 и d_2 и фиксации точки C. С учетом формы треугольника (величины угла засечки β) точность линейной засечки можно оценить по формуле

$$m_C = \sqrt{2m_и^2 + \frac{2m_d^2}{\sin^2 \beta} + m_ф^2}, \qquad (145)$$

где m_d — средние квадратические погрешности построения отрезков d_1 и d_2; $m_и$ — исходных данных.

Пример. Пусть линейную засечку выполняют стальной рулеткой длиной 30 м с относительной погрешностью $m_d/d = 1/3000$. При длинах линий $d_1 = d_2 = d = 20$ м погрешность $m_d = d/3000 = 20\,000$ мм/3000 = 7 мм. При $m_и = 5$ мм, $m_ф = 1$ мм и угле засечки $\beta = 60°$ рассчитанная по формуле (145) $m_C = 13$ мм.

Створная засечка. Положение проектной точки C (рис. 97, *д*) в натуре определяется пересечением двух створов, получаемых одновременно двумя теодолитами, установленными в пунктах геодезической основы. Точность створной засечки будет выше, когда створы пересекаются под прямым углом.

Погрешность в положении точки C можно рассчитать по формуле

$$m_C = \sqrt{2m_и^2 + e^2\left[\left(\frac{S-d}{S}\right)^2 + \left(\frac{d}{S}\right)^2\right] + m_ф^2}, \qquad (146)$$

где $m_и$ и $m_ф$ — соответственно средние квадратические погрешности исходных данных и фиксации точки C; e — величина равных между собой линейных элементов центрировки теодолита и редукции визирных целей.

При расстояниях между створными точками порядка 20—30 метров практикуют получение створов монтажными проволоками (струнами), натягиваемыми между створными точками.

Пример. При $m_и = 5$ мм, $m_ф = 1$ мм, $e = 3$ мм, $S = 100{,}00$ м и $d = 40{,}00$ м точность створной засечки, вычисленная по формуле (146), характеризуется величиной $m_C \approx 7$ мм.

§ 69. Перенесение на местность границ землепользований и участков застройки

Перенесению на местность красных линий, линий застройки и границ угодий предшествует подготовка проекта, заключающаяся в составлении технической документации, содержащей необходимые данные для перенесения этих линий на местность. Она включает геодезические полевую и камеральную подготовки.

Полевую подготовку проводят при отсутствии вблизи переносимых проектных линий пунктов геодезической основы. При полевой подготовке в процессе рекогносцировки изучают ситуацию и рельеф местности, прилегающей к месту работ; с учетом их особенностей создают геодезическую разбивочную основу и выбирают способ перенесения точек проектных линий. Наиболее распространенным видом геодезической разбивочной основы являются полигонометрические и теодолитные ходы, а способом перенесения в натуру — полярный способ. При резко выраженном рельефе в местах, где по каким-либо причинам линейные измерения затруднены, а угловые измерения могут быть произведены беспрепятственно, в качестве геодезической разбивочной основы часто применяют микротриангуляцию.

Камеральную подготовку начинают с нанесения на плане пунктов геодезической разбивочной основы и вспомогательных створных точек, с которых будут переносить в натуру проектные линии. Створные точки намечают на сторонах опорных ходов с таким расчетом, чтобы между соответствующими створными и промежуточными точками красной линии была прямая взаимная видимость и чтобы расстояния между ними не превышали длины мерного прибора.

На рис. 89 цифрами *11* и *12* обозначены вершины теодолитного хода, нанесенные по координатам на проект красных линий. На стороне *11-12* хода намечают створные точки C_1 и C_2 с учетом прямой видимости между ними и промежуточными точками T_1 и T_2 красной линии. По дирекционному углу стороны *11-12* и расстояниям между створными точками рассчитывают их координаты. Например, координаты створной точки C_1 вычисляют по формулам

$$X_{C_1} = X_{11} + d_{11\text{-}C_1} \cos \alpha_{11\text{-}12}; \quad Y_{C_1} = Y_{11} + d_{11\text{-}C_1} \sin \alpha_{11\text{-}12},$$

где X_{11} и Y_{11} — координаты вершины *11* теодолитного хода; $d_{11\text{-}C_1}$ — длина линии $11\text{-}C_1$, определенная по плану с точностью масштаба плана; $\alpha_{11\text{-}12}$ — дирекционный угол направления стороны *11-12*.

Дальнейшая подготовка проекта перенесения в натуру точек K_1; T_1; T_2; K_2 состоит в вычислении разбивочных угловых и линейных элементов. При полярном способе перенесения точек красной линии разбивочными элементами являются полярные углы при вершинах и створных точках теодолитного хода и полярные расстояния.

Для каждой пары точек, образуемой точкой красной линии и точкой теодолитного хода, по формулам обратной геодезической задачи рассчитывают полярное расстояние и его дирекционный угол, а затем полярный угол. Так, для точек K_1 и *11* разбивочные элементы вычисляют по формулам

$$\alpha_{11\text{-}K_1} = \operatorname{arctg}\frac{Y_{K_1} - Y_{11}}{X_{K_1} - X_{11}};$$

$$d_{11\text{-}K_1} = \frac{Y_{K_1} - Y_{11}}{\sin \alpha_{11\text{-}K_1}} = \frac{X_{K_1} - X_{11}}{\cos \alpha_{11\text{-}K_1}};$$

$$\beta_{11} = \alpha_{11\text{-}12} - \alpha_{11\text{-}K_1},$$

где $\alpha_{11\text{-}K_1}$ — дирекционный угол полярного расстояния $d_{11\text{-}K_1}$, β_{11} — полярный угол при вершине *11*. Аналогично вычисляют d и β для остальных пар точек.

На открытых участках местности, на которых возможно беспрепятственное построение углов и линий, находит применение полярный способ, для которого разбивочные элементы рассчитывают методом углового коэффициента.

При этом методе подготовка проекта перенесения красной линии заключается в следующем. На стороне опорного хода (рис. 95), вершины *7* и *8* которого нанесены по координатам на проект красных линий, через произвольные интервалы l_1, l_2, ... намечают створные точки C_1, C_2, ... Из створных точек на красную линию восставляют перпендикуляры $П_0$, $П_1$, $П_2$, ... и обозначают промежуточные точки T_1, T_2, T_3, ... Из решения обратной геодезической задачи для точек *7* и K_2 определяют длину d линии $7\text{-}K_2$ и ее дирекционный угол $\alpha_{7\text{-}K_2}$. Вычисляют угол φ между линиями $7\text{-}K_2$ и $K_1\text{-}K_2$ по формуле $\varphi = \alpha_{K_1\text{-}K_2} - \alpha_{7\text{-}K_2}$, где $\alpha_{K_1\text{-}K_2}$ — дирекционный угол направления $K_1\text{-}K_2$ красной линии, и угол ε между ли-

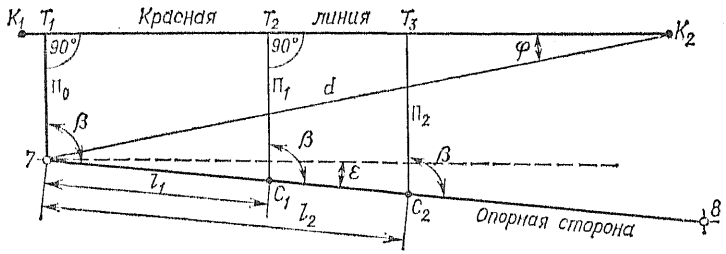


Рис. 95. Схема к расчету разбивочных элементов методом углового коэффициента

ниями K_1-K_2 и *7-8* по формуле $\varepsilon = \alpha_{7\text{-}8} - \alpha_{K_1\text{-}K_2}$, где $\alpha_{7\text{-}8}$ — дирекционный угол стороны *7-8* опорного хода. Определяют угловой коэффициент по формуле $k = \sin \varepsilon$.

Затем рассчитывают величины линейных и угловых разбивочных элементов. Угловые элементы — полярные углы β одинаковы во всех створных точках опорной стороны *7-8*: $\beta = 90° + \varepsilon$. Длины полярных расстояний-перпендикуляров вычисляют по формулам $\Pi_0 = d \sin \varphi$; $\Pi_1 = \Pi_0 + kl_1$; $\Pi_2 = \Pi_0 + kl_2$ и т. д.

При подготовке проекта перенесения красной линии методом углового коэффициента нет необходимости в аналитическом расчете, что существенно сокращает объем вычислений. Кроме того, этот метод позволяет весьма оперативно вычислять полярные угол и расстояние для любой створной точки на опорной стороне, если на месте работ по каким-либо причинам перенести точку красной линии с намеченной нельзя. При этом достаточно измерить на местности расстояние от створной точки до вершины хода.

Подготовка проекта перенесения границ сельскохозяйственных угодий состоит в графическом определении линейных и угловых разбивочных элементов по плану землепользования.

Подготовку проекта перенесения завершают составлением разбивочного чертежа — документа, содержащего необходимые разбивочные данные для перенесения проектных линий в натуру. Разбивочный чертеж составляют в произвольном масштабе; при его оформлении проектный цифровой и графический материал показывают красным цветом, все остальное — черным. Фрагмент разбивочного чертежа представлен на рис. 96. На нем точки *11* и C_1 — вершина и створная точка опорного теодолитного хода,

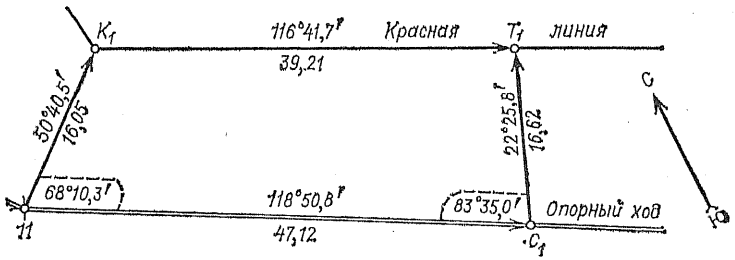


Рис. 96. Фрагмент разбивочного чертежа перенесения в натуру красной линии

K_1 и T_1 — поворотная и промежуточная точки красной линии. Под линиями указаны расстояния между точками, а над линиями — дирекционные углы направлений, обозначенных стрелками.

Процесс перенесения проектных линий в натуру состоит в последовательном построении на местности разбивочных элементов. Так, для перенесения точек K_1 и T_1 красной линии при вершине *11* и точке C_1 в соответствии с данными разбивочного чертежа (см. рис. 96) строят полярные углы (их значения показаны внутри пунктирных рамок) и затем — полярные расстояния. Точки K_1 и T_1 временно закрепляют.

При перенесении красных линий ведут абрис, в который заносят всю ситуацию вблизи точек красных линий и линейные размеры привязки этих точек к местным предметам, не подлежащим сносу или уничтожению при строительстве. К таким предметам относят капитальные строения, смотровые колодцы подземных инженерных сетей, трамвайные и троллейбусные мачты и т. п.

Для проверки правильности перенесения красных линий и линий застройки по их временно закрепленным точкам прокладывают исполнительный (контрольный) полигонометрический или теодолитный ход. Полученные в результате проложения хода фактические координаты точек сопоставляют с их проектными и таким образом выявляют точность перенесения линий в натуру.

Погрешность перенесения в натуру точек красной линии не должна по абсолютной величине превышать 5 см в районах многоэтажной застройки, 8 см — районах малоэтажной застройки и 10 см — на незастроенной территории. Если фактические отклонения от красной линии не превышают допустимой величины, то точки

красной линии закрепляют специальными знаками. Такими знаками, обеспечивающими сохранность точек на длительный срок, могут быть обрезки стержней строительной арматуры, четверть- или полудюймовых водопроводных труб. Если точки красной линии в процессе строительства будут уничтожены, красную линию закрепляют вне зоны строительства вспомогательными линиями, которые параллельны красной линии.

§ 70. Общие сведения о перенесении на местность проектов застройки

При разработке проектов планировки и застройки населенных мест решают сложный комплекс задач, связанных с объемно-планировочной композицией застройки и с выполнением санитарно-технических требований — сохранностью чистоты воздушного бассейна, необходимой шириной санитарно-защитной зоны, обеспечением шумозащиты и необходимой инсоляции и т. д.; предусматривается инженерная подготовка и благоустройство городских территорий, формирование продуманной системы городских дорог и ряд других вопросов.

При учете всех этих требований получают проект планировки и застройки, в котором все здания и сооружения, дороги и коммуникации и т. д. строго увязаны между собой в плане и по высоте. Поэтому к точности перенесения проектов зданий и сооружений на местность предъявляют весьма высокие требования. Так, в «Инструкции по топографо-геодезическим работам для городского, поселкового и промышленного строительства» (СН 212—62) допускаемые погрешности смещения поперечных осей ограничиваются величиной от 3 до 5 см.

Строительные объекты, являющиеся основными элементами застройки населенных мест, условно делят на здания и сооружения. Здания подразделяют на жилые, общественные и производственные. К сооружениям относят объекты энергетики (гидроэлектростанции, тепло- и атомоэлектростанции), транспорта (дороги, каналы, трубопроводы, линии электропередач, тоннели, мосты) и др.

По конструктивным особенностям здания делятся на крупнопанельные, каркасные, каркасно-панельные, объемно-блочные. Здание состоит, как правило, из однотипных ярусов (этажей), представляющих совокупность не-

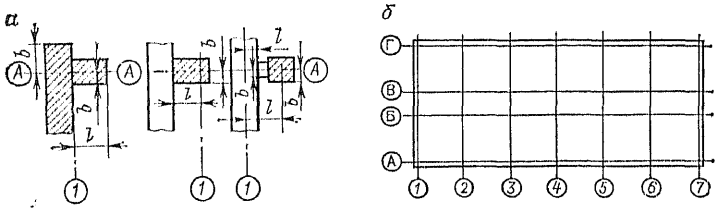


Рис. 97. Разбивка осей здания:
а — варианты привязки строительных элементов к осям *А* и *1*; *б* — схема разбивочных осей

сущих и ограждающих конструкций. Строительно-монтажные работы заключаются в сборке этих конструкций на всех ярусах здания. Монтаж элементов на типовом ярусе выполняют в установленной технологической последовательности. Процесс монтажа состоит из отдельных операций по установке в проектное положение колонн, панелей, ригелей, диафрагм и связей жесткости, плит перекрытий, наружных и внутренних стен, элементов лифтовых шахт и т. д.

При проектировании строительных конструкций зданий и сооружений применяют модульную координацию размеров в строительстве (МКРС). *Модуль* — условная единица измерения, применяемая для координации размеров зданий и сооружений, их элементов, изделий и элементов технологического оборудования. МКРС устанавливает правила назначения основных размеров сооружения (шагов-интервалов между элементами конструкций и высоту этажей) и размеров элементов. Основной модуль принят равным 100 мм и обозначается М. Наряду с основным модулем применяют укрупненные модули: 60М, 30М, 15М, 3М, соответственно равные 6000, 3000, 1500, 300 мм и т. д.

При проектировании конструктивные элементы привязывают размерами *b* и *l* к линиям *А* и *1*, называемым *разбивочными осями* (рис. 97, *а*). Разбивочные оси в совокупности представляют геометрическую схему зданий, сооружения. Они являются геодезической (геометрической) основой, по которой ориентируют элементы строительных конструкций и технологического оборудования при установке их в проектное положение. Система разбивочных осей играет примерно ту же роль, что и координатная сетка на картах и планах.

Оси делят на продольные и поперечные (рис. 97, *б*). Продольные обозначают прописными буквами русского

алфавита, поперечные — цифрами. Разбивочные оси разделяют на *главные* — оси симметрии (их обозначают для зданий и сооружения сложной в плане конфигурации); *основные* или *габаритные*, на рис. 97, *б* обозначенные *А*, *Г* и *1*, *7*. Все остальные оси — *промежуточные*.

Шаг разбивочных осей, т. е. межосевые интервалы, устанавливают в соответствии с модулем, принимаемым в расчетной схеме проектируемого здания или сооружения с учетом его конструктивных особенностей.

Возведение строительных конструкций начинают с процесса, обратного проектированию, — с перенесения проекта сооружения (его геометрической схемы) в натуру, т. е. с вынесения и закрепления на местности разбивочных осей. Поэтому геодезические работы по перенесению проектов зданий и сооружений называют *геодезической разбивкой здания* (сооружения).

Геодезическую разбивку осуществляют в два этапа. На первом этапе, называемом «*основные разбивочные работы*», опираясь на геодезическую основу или существующие капитальные строения, в натуру переносят главные и основные оси. В результате определяют лишь общее положение сооружения относительно пунктов геодезической основы или существующих строений. Точность перенесения габаритов сооружения должна быть не меньше точности плана, на котором оно запроектировано. В зависимости от масштаба плана $1 : N$ предельную погрешность $\Delta_п$ (в миллиметрах) определения положения точки на плане вычисляют по формуле $\Delta_п = 0{,}2N$. Как правило, генеральные планы строительных объектов разрабатывают на планах масштаба 1 : 500. В этом случае $\Delta_п = 0{,}10$ м.

Точность перенесения габаритов сооружений может быть повышена, если это обусловлено проектом, как например в случае, когда сооружения между собой технологически связаны и к точности их взаимного положения предъявляют повышенные требования.

Второй этап — *детальная разбивка осей* заключается в вынесении и закреплении в натуре промежуточных осей или линий им параллельных. Детальную разбивку производят с точностью более высокой, чем основные разбивочные работы. Это связано с тем, что к установленным по осям конструктивным элементам предъявляют требования практически полного их сопряжения без дополнительной подгонки по месту. Точность детальной

разбивки устанавливают путем специальных расчетов с учетом точности изготовления и монтажа элементов (требования к точности рассмотрены в следующей главе).

§ 71. Разбивка основных осей

Геодезическую разбивку основных осей производят в соответствии с утвержденной проектно-технической документацией строительства. Исходными материалами для разбивки, кроме входящих в рабочую документацию (см. § 67), служат:

планы фундаментов, планы первых и типовых этажей;

исполнительный чертеж перенесения в натуру красной линии;

схема геодезической основы и каталоги координат;

строительный генеральный план.

На строительном генплане (сокращенно стройгенплан) кроме проектируемых и реконструируемых показывают все временные строения и коммуникации, необходимые строительному производству на период строительства, а также места складирования строительных материалов и деталей, расположение подъемно-транспортных механизмов и зоны их действия. Содержание стройгенплана необходимо учитывать при размещении знаков, закрепляющих основные оси и реперы на строительной площадке.

Процессу перенесения в натуру основных осей предшествует *геодезическая подготовка разбивочных данных*. Подготовку данных осуществляют графическим, графоаналитическим и аналитическим способами.

При внутриквартальной жилой застройке, в сельскохозяйственном строительстве, когда к точности планового положения домов и других объектов не предъявляют повышенных требований, линейные и угловые разбивочные элементы определяют *графическим способом*, т. е. графически по генплану с точностью масштаба плана. Точность графического определения линейных элементов рассмотрена в предыдущем параграфе; ей соответствует и точность графического определения угловых элементов.

При *графоаналитическом способе* подготовки, наиболее широко применяющемся на практике, графически определяют координаты некоторых точек здания или сооружения, а значения линейных и угловых разбивочных элементов рассчитывают.

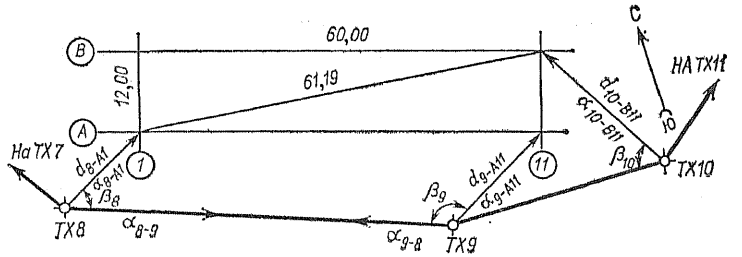


Рис. 98. Разбивочный чертеж перенесения в натуру объекта застройки полярным способом

При *аналитическом способе* подготовки графических определений по плану не делают. Координаты минимум двух точек проектируемого здания должны быть известны, как например, в случае, когда эти точки совпадают с красной линией, для которой выполнен аналитический расчет. Дальнейшие расчеты при определении разбивочных элементов те же, что при графоаналитическом способе.

Рассмотрим графоаналитическую подготовку разбивочных элементов для здания, габариты которого в осях *А*, *В*, *1* и *11* представлены на рис. 98. Пусть X_{A1}, Y_{A1} и X_{A11}, Y_{A11} — координаты точек *А1* и *А11* определены графически по генплану, а X_8, Y_8; X_9, Y_9 и X_{10}, Y_{10} — координаты вершин опорного теодолитного хода, проложенного вблизи проектируемого здания. Процесс подготовки заключается в следующем. Вычисляют координаты всех точек пересечения осей. Для этого по координатам точек *А1* и *А11* решают обратную геодезическую задачу и определяют дирекционный угол продольной оси *А*. С этим исходным дирекционным углом, начальными координатами точки *А11*, проектными габаритными размерами и углами между осями по формулам прямой геодезической задачи (см. § 46) рассчитывают координаты точек пересечения осей.

Если геодезической основой служит теодолитный ход, наиболее удобным способом перенесения в натуру проектных точек является полярный способ. Полярные расстояния d_i и дирекционные углы α_i направлений с точек хода на точки пересечения осей вычисляют по формулам обратной геодезической задачи

$$\operatorname{tg}\alpha_i = \frac{Y_{\text{п}} - Y_{\text{т}}}{X_{\text{п}} - X_{\text{т}}} = \frac{\Delta Y}{\Delta X};$$

$$\alpha_i = \operatorname{arctg}\frac{\Delta Y}{\Delta X}; \quad d_i = \frac{\Delta Y}{\sin\alpha_i} = \frac{\Delta X}{\cos\alpha_i},$$

где $X_т$, $Y_т$ — координаты точек *ТХ8*, *ТХ9* и *ТХ10* теодолитного хода; $X_п$, $Y_п$ — координаты точек пересечения осей *А1*, *А11*, *В11*. Полярные углы β_i вычисляют как разности дирекционных углов. Например, $\beta_8 = \alpha_{8\text{-}9} = \alpha_{8\text{—}A1}$. Графоаналитическая подготовка разбивочных элементов остается практически такой же и при других видах геодезической основы. Геодезическую подготовку разбивочных данных завершают составлением разбивочного чертежа (рис. 98).

Процесс перенесения габаритов здания, сооружения заключается в последовательном построении на местности разбивочных элементов, контроля точности построения и закреплении основных осей. Так, в соответствии с разбивочными данными на рис. 98 при вершине *ТХ8* теодолитом строят полярный угол β_8 и затем стальной компарированной рулеткой — полярное расстояние $d_{8\text{-}A1}$. Габаритную точку *А1* временно закрепляют (колышком, обрезком арматуры и т. п.). Аналогично с точки *ТХ9* выносят и закрепляют точку *А11*.

В точках *А1* и *А11* строят проектные прямые углы, откладывают габаритный размер 12,00 и точки *В1* и *В11* закрепляют. Засечкой полярным расстоянием точки *В11* с *ТХ10* проверяют правильность ориентирования здания относительно пунктов опорного хода. Для контроля измеряют сторону *В1-В11* и углы при вершинах *В1* и *В11*. Дополнительно точность построения габаритов оценивают измерением диагоналей. Иногда по вынесенным габаритным точкам прокладывают исполнительный (контрольный) полигонометрический или теодолитный ход и по разностям исполнительных и рассчитанных координат точек судят о точности построений. Требования к точности построений содержатся в соответствующих нормативных документах, из которых основным является СНиП 3.01.03—84.

При перенесении габаритов зданий и сооружений от существующих капитальных строений, разбивочными данными служат проектные размеры, определенные графически по генплану участка застройки. На рис. 99 представлен один из вариантов разбивки проектируемого здания *II* с габаритами в осях *А*, *В*, *1*, *7* и общей фасадной линией с опорным существующим строением *I*.

Пусть проектируемое здание отстоит от опорного на расстоянии d_1, а внешние грани его стен — от осей на проектные размеры d_2 и d_3. Вблизи торцевой стены опор-

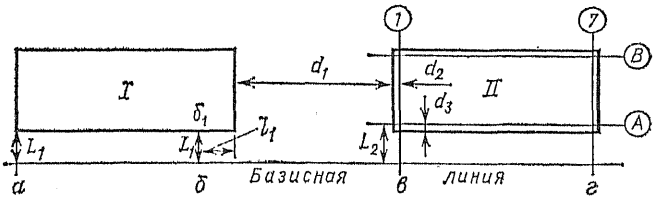


Рис. 99. Схема разбивки основных осей объекта застройки (*II*) от существующего здания (*I*)

ного здания на произвольном расстоянии L_1 от продольной стены в точке *б* устанавливают теодолит. Зрительной трубой визируют на точку *а*, отстоящую также от стены на величину L_1, строят прямой угол, фиксируют риской на стене точку $б_1$ и от нее до угла здания измеряют расстояние l_1. Теодолитом продолжают створ базисной линии *аб*, параллельной стене опорного здания, и от точки *б* строят проектный отрезок, равный $l_1 + d_1 + d_2$, закрепляют точку *б* и от нее в том же створе откладывают габаритный размер между осями *1* и *7*, закрепляют точку *г*. В точке *б* теодолитом строят прямой угол, откладывают отрезок длиной $L_2 = L_1 + d_3$ и закрепляют точку *А1* по оси *1*; по створу этой оси откладывают габаритный размер между осями *А* и *В* и фиксируют точку *В1*. Аналогично выносят точки *А7* и *В7*. Затем для оценки точности построения габаритов производят контрольные измерения. Процесс перенесения габаритов зданий от красной линии или линии застройки мало отличается от описанного.

Основные разбивочные работы завершают закреплением осей за пределами будущего котлована, так как при его разработке все габаритные точки будут уничтожены. Для этого в створе основных осей закладывают специальные осевые знаки *1* и теодолитом, установленным в габаритных точках *А1* и *Г9* или *А9* и *Г1* (рис. 100, *а*), передают основные оси на знаки, где их фиксируют на металлической пластине крестообразной насечкой или накернованным углублением. Знаки (одна из конструкций знаков приведена на рис. 100, *б*) закладывают вне призмы обрушения грунта при отрытом котловане, в местах, где будет обеспечена их сохранность, и в соответствии со стройгенпланом. Оси закрепляют по обе стороны от габаритов сооружения не менее, чем двумя знаками. Знаки привязывают промерами к местным предметам.

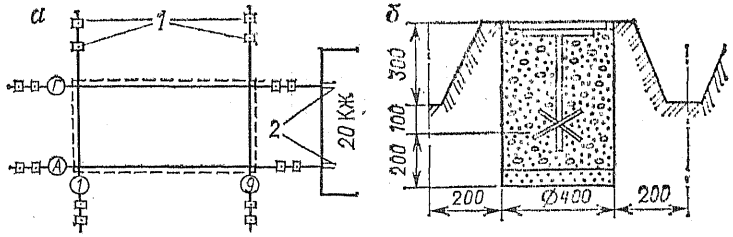


Рис. 100. Способы закрепления основных осей:
а — на стене здания, *б* — закладкой специальных осевых знаков

Если в створе осей находятся капитальные строения, ограды и т. п., на их стенах оси маркируют *2* яркой несмываемой краской (см. 100, *а*).

Глава 16
ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

§ 72. Общие сведения

Наибольшее распространение из строительных материалов при возведении зданий и сооружений получил железобетон. При сравнительно невысокой стоимости он обладает рядом преимуществ по сравнению с другими материалами.

Каждое здание состоит из ограниченного числа основных взаимосвязанных конструктивных элементов: фундамента, стен, отдельных опор (столбов или колонн), балок, перекрытий, кровли, окон и дверей. Все эти конструкции подразделяют на несущие и ограждающие. *Несущие конструкции* воспринимают на себя нагрузки от вышележащих частей здания, от снега, ветра и т. п. *Ограждающие конструкции* не воспринимают перечисленные выше нагрузки, а предназначены для ограждения внутренних частей здания от влияния погодных условий.

Сочетание несущих элементов составляет остов здания. В зависимости от видов сочетания элементов различают три основные конструктивные схемы зданий: бескаркасная, каркасная и комбинированная.

Если несущими элементами служат стены, то такую конструктивную схему называют *бескаркасной* (рис. 101, *а*).

Если стены изготовлены из легких материалов с небольшой прочностью, то применяют *каркасную схему*

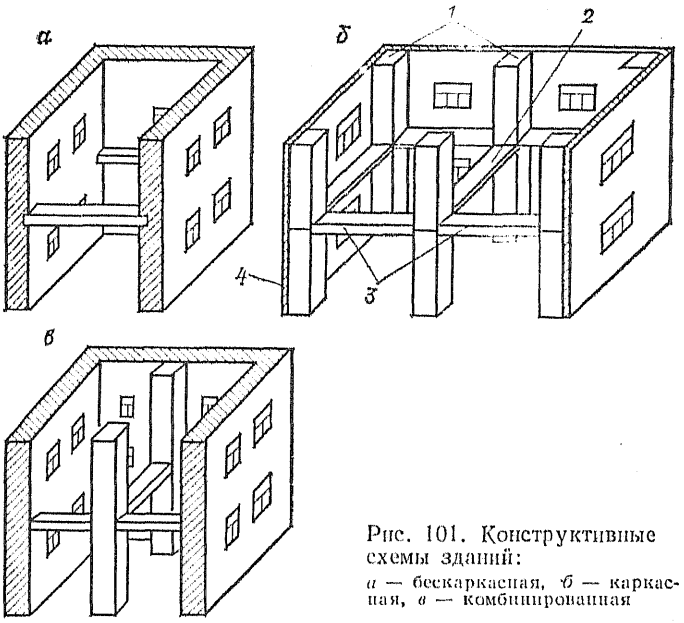


Рис. 101. Конструктивные схемы зданий:
а — бескаркасная, *б* — каркасная, *в* — комбинированная

(рис. 101, *б*). Каркас представляет остов здания из колонн *1* и горизонтальных связей между ними — ригелей *2* и прогонов *3*. Каркас в этом случае воспринимает нагрузку от кровли, перекрытий и стен, а сами стены *4* служат ограждающими конструкциями.

Если наружные стены являются несущими и нагрузка от перекрытий, крыши и других элементов здания передается непосредственно или через ригели на наружные стены и внутренние колонны каркаса, то это — *комбинированная схема* (рис. 101, *в*).

По методам возведения здания подразделяют на монолитные, сборные и сборномонолитные.

При возведении *монолитных зданий* вокруг металлического каркаса устанавливают опалубку и пространство внутри опалубки заполняют бетоном. Такой метод наиболее характерен для гидротехнических сооружений и зданий башенного типа.

При возведении *сборных зданий* отдельные конструкции (колонны, ригели, перекрытия и т. п.) изготавливают на заводах, а на строительной площадке производят их сборку (монтаж). Этот метод находит самое широкое при-

менение при возведении промышленных и гражданских зданий и сооружений.

При *сборно-монолитных методах* строительства отдельные конструкции зданий возводятся в монолите. Наиболее часто этот метод встречается при возведении высотных зданий, когда отдельные части здания (ядра и стены жесткости) возводятся в монолите.

Все строительные работы делятся на подготовительные и основные. При подготовительных работах осуществляют строительство подъездных путей и временных сооружений, завозят на площадку необходимые материалы и оборудование, а также осуществляют разбивку и закрепление основных или главных осей зданий.

Основные строительные работы выполняют в два цикла.

1. В нулевой цикл входят все основные работы, которые выполняются до уровня пола первого этажа. Это — выемка грунта из котлована, монтаж фундаментов и стен подвала, установка перекрытий над подвалом, обратная засыпка грунта и планировка площадки, устройство (подключение) водопровода, канализации, газопровода и прокладка электрокабелей.

2. Наземная часть здания или сооружения состоит из одного или нескольких однотипных ярусов. Обычно ярусы включают в себя один или два этажа. Возведение типового яруса осуществляют в установленной технологической последовательности: детальная разбивка осей, монтаж конструкций (колонн, панелей, ригелей, перекрытий, лифтовых шахт, лестничных маршей и т. п.) и их исполнительные съемки. Монтаж слагается из подготовки, подъема, установки, временного закрепления, выверки конструкции и ее окончательного закрепления. При подготовке производят очистку конструкции и ее разметку (нанесение установочных рисок). После подъема, установки и предварительного закрепления элемента конструкции осуществляют ее выверку, т. е. небольшие перемещения для введения конструкции в проектное положение с требуемой точностью. При исполнительной съемке окончательно закрепленных конструкций определяют фактическое их положение в пространстве по отношению к проектным осям.

После завершения работ на всех ярусах (или одновременно) выполняют установку на нижних этажах сантехнического, электромонтажного и других видов обору-

дования, вентиляции, а также производят отделочные работы.

Для обеспечения прочности и долговечности здания к его геометрии предъявляется ряд требований. Одно из основных требований — совпадение по вертикали осей несущих конструкций по всей высоте здания. Другое требование — это обеспечение полной собираемости здания. При полной собираемости монтаж сборных элементов должен выполняться так, чтобы сборные элементы конструкций устанавливались в проектное положение с требуемой точностью без дополнительной подгонки.

Для обеспечения этих и некоторых других требований при возведении зданий выполняют комплекс геодезических работ, называемых *геодезическим обеспечением строительства.*

§ 73. Геодезическая разбивочная основа на строительной площадке

Для разбивки осей и выполнения работ по геодезическому обеспечению строительства на объектах необходимо иметь ряд пунктов с известными координатами и отметками. Как и при топографических съемках систему таких пунктов называют *обоснованием инженерно-геодезических работ* или *разбивочной основой строительства.*

Наиболее распространенным видом разбивочной основы на объектах массовой застройки жилых кварталов являются теодолитные и полигонометрические ходы. Такое обоснование (см. § 74) позволяет осуществлять разбивку основных осей зданий. Детальную разбивку осей, требующую более высокой точности, выполняют для каждого здания в отдельности, как бы в условной системе координат, с повышенными требованиями к точности взаимного положения пунктов. Полученную систему пунктов называют *внешней разбивочной сетью здания.*

К точности взаимного положения зданий в районах массовой застройки не предъявляют высоких требований, поэтому небольшие смещения зданий при построении внешних разбивочных сетей, на выходящие за пределы требований к точности посадки здания, никаких затруднений при строительстве не вызывают. При возведении крупных промышленных комплексов многие сооружения связаны между собой технологическими линиями. Это вызывает

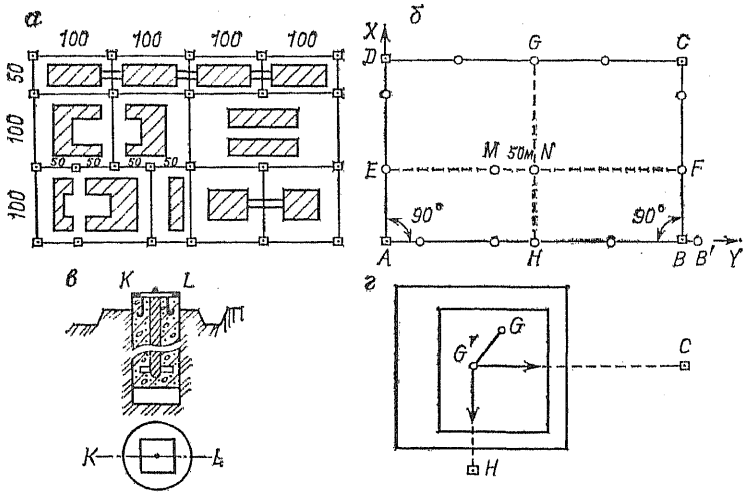


Рис. 102. Строительная сетка:
а — общий вид; *б* — схема построения; *в* — знаки закрепления пунктов; *г* — схема редуцирования

более высокие требования к точности посадки зданий (разбивки основных осей). Кроме того, промышленные здания на крупных объектах обычно располагаются параллельно друг другу, что существенно упрощает разбивку их основных осей в едином комплексе. Перечисленные особенности приводят к широкому применению строительных сеток.

Строительная сетка — это система прямоугольников, вершины которых определены с высокой точностью и надежно закреплены на строительной площадке. Стороны сетки имеют размеры 50, 100 и 200 м и располагаются параллельно осям зданий, что упрощает процесс разбивки. Схема одной из строительных сеток показана на рис. 102, *а*.

Построение строительной сетки осуществляют в такой последовательности. На строительном генплане намечают положение пунктов строительной сетки, определяют систему ее координат, как на рис. 102, *б* и вычисляют теоретические координаты пунктов X и Y.

С технической точностью (как при переносе красных линий) определяют на местности положение одной из наиболее длинных сторон периметра сетки AB (рис. 102, *б*). От исходной точки A и стороны AB тридцатисекундным

Таблица 15. **Точность построения геодезической разбивочной основы для строительства**

Характеристика объекта строительства	Величина средней квадратической погрешности		
	Угловые измерения, с	Линейные измерения	Превышение на 1 км хода, мм
Предприятия на участках площадью более 1 км^2 или здания с площадью застройки более 100 тыс. м^2	3	1 : 25 000	4
Предприятия на участках площадью менее 1 км^2 или здания с площадью застройки от 10 до 100 тыс. м^2	5	1 : 10 000	6
Отдельно стоящие здания с площадью застройки до 10 тыс. м^2	10	1 : 5 000	10

теодолитом и стальной рулеткой производят построение прямоугольника $ABCD$ и намечают предварительное положение всех пунктов по его сторонам.

Намеченные точки закрепляют постоянными знаками, верхняя поверхность которых представляет собой металлическую пластину размером 200×200 мм (рис. 102, *в*). Положение точки предварительно отмечают на пластине масляной краской.

По периметру прямоугольника прокладывают полигонометрический ход и вычисляют фактические координаты X' и Y' пунктов сетки. Требования к точности измерений углов и линий приведены в табл. 15 [18].

По фактическим и теоретическим значениям координат производят редуцирование пунктов. При введении редукций (поправок) на металлических пластинах находят точку с теоретическими координатами пункта. Для этого на листе миллиметровой бумаги (редукционном листе) по фактическим и теоретическим координатам в масштабе 1 : 1 наносят фактическое и теоретическое положения пункта и ориентирные направления. Например, положение пунктов G' (фактическое) и G (теоретическое) (рис. 102, *г*), а также направления на смежные пункты сети C и H. Точку G' редукционного листа совмещают с откраской центра знака на местности и вращают лист до совмещения направлений на листе с соответствующими направлениями

на местности. Затем керном через бумагу намечают положение точки G и окончательно закрепляют его заклепкой из цветного металла.

После редуцирования пунктов по сторонам основного прямоугольника приступают к построению внутренних пунктов сетки. Для этого используют створы и промеры по створам. Так, положение пункта N получают как пересечение створов GH и EF (см. рис. 105, *б*), а положение пункта M получают отложением проектного отрезка $MN = 50$ м по створу EF.

Для контроля по полученным точкам основного прямоугольника прокладывают полигонометрический ход и сравнивают полученные координаты пунктов с теоретическими значениями.

§ 74. Детальная разбивка осей многоэтажных зданий

Оси детальной разбивки определяют взаимное положение конструкций здания в плане. Поэтому требования к точности их разбивки на порядок выше, чем главных или основных осей. Если положение здания на местности достаточно определить с предельными погрешностями в 3—5 см, то допускаемые отклонения конструкций здания от проектного положения обычно не превышают 5 мм. Еще большая точность требуется для детальной разбивки осей, по которым эти конструкции в проектное положение устанавливаются.

Детальную разбивку осей осуществляют на основе принципа от общего к частному: сначала выполняют построение разбивочной сети здания, а затем на ее основе производят разбивку осей.

При возведении многоэтажных зданий детальная разбивка осуществляется в такой последовательности.

Построение внешней разбивочной сети здания

Внешняя разбивочная сеть служит основанием для детальной разбивки осей в котловане и на конструкциях подземной части здания, для выполнения исполнительной съемки конструкций и построения внутренней разбивочной сети. Она создается в виде одной или нескольких правильных фигур со сторонами, параллельными осям здания. Обычно конфигурация сети в общих чертах пов-

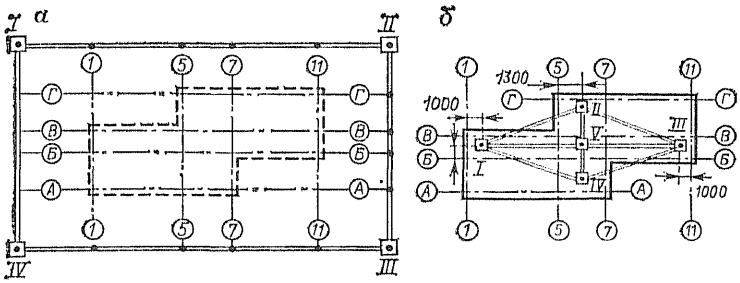


Рис. 103. Разбивочная сеть при детальной разбивке осей здания: *а* — внешняя; *б* — внутренняя

торяет форму здания. Пункты сети располагаются в местах, обеспечивающих их сохранность и удобство измерений при детальной разбивке осей. Построение сети выполняют перед началом строительных работ и осуществляют методами, аналогичными построению строительной сети (см. § 73).

На рис. 103, *а* показана внешняя разбивочная сеть здания в виде прямоугольника. Вершины прямоугольника закреплены постоянными знаками, конструкция которых зависит от продолжительности строительства. Места пересечения осей здания со сторонами сети закреплены на местности металлическими трубками или штырями, забиваемыми в грунт.

Таблица 16. **Требования к точности измерений при построении разбивочных сетей здания и выполнении разбивочных работ**

Характеристика зданий и их конструкций	Величина средней квадратической погрешности		
	Угловые измерения, с	Линейные измерения	Превышение на станции, мм
Сооружения высотой от 100 до 120 м или с пролетами от 30 до 36 м	5	1 : 15 000	1
Здания выше 15 этажей или с пролетами от 18 до 30 м	10	1 : 10 000	2
Здания от 5 до 15 этажей или с пролетами от 6 до 18 м	20	1 : 5 000	2,5
Здания до 5 этажей или с пролетами до 6 м	30	1 : 3 000	3

Требования к точности измерений при построении внешней сети приведены в табл. 16.

Построение внутренней разбивочной сети здания на исходном горизонте

После завершения строительных работ по возведению подземной части здания на уровне пола первого этажа (исходном горизонте) выполняют построение внутренней разбивочной сети. Эта сеть является обоснованием для построения разбивочных сетей на всех последующих этажах (ярусах) здания. Поэтому пункты сети располагают в местах, доступных для измерений на весь период монтажа конструкций здания. Положение пунктов сети намечают по плану типового этажа.

Теоретические координаты пунктов задают в системе осей зданий. Так, абсцисса пункта *I* на рис. 103, *б* равна (*Б* + 700), ордината — (*1* + 1000), где *Б* и *1* — наименования предшествующих номеров осей; 700 и 1000 — расстояния от осей до пункта в миллиметрах. Так как стороны сети параллельны осям, то абсциссы пунктов *I*, *V* и *III* равны между собой, равно как и ординаты пунктов *II*, *V* и *IV*.

С внешней разбивочной основы путем построения створов определяют на конструкциях здания положение одного пункта и стороны внутренней разбивочной сети. Например, пункта *I* и стороны *I-III*. Положение пункта и стороны контролируют промерами от несущих конструкций подземной части здания.

Построение остальных пунктов осуществляют обычно с помощью линейных измерений, так как угловые измерения при коротких сторонах имеют недопустимые погрешности из-за центрирования теодолита и визирных целей. Пункты сети закрепляют металлическими пластинами, жестко скрепленными с конструкциями здания. Предварительное положение пункта на пластине отмечают откраской.

Далее производят измерения в сети, вычисляют фактические координаты пунктов и вводят соответствующие редукции в их положение. Окончательное положение пункта закрепляют на пластине насечкой или керном.

Требования к точности измерений при построении сети приведены в табл. 18. При этом назначение точности производится на класс выше, чем это следует по харак-

теристике строящегося здания. Такое повышение точности построений позволяет сети на исходном горизонте служить основой для построения сетей на остальных этажах здания.

Проецирование опорных пунктов с исходного на монтажные горизонты

Монтажным называют горизонт, на котором ведется монтаж конструкций здания.

По всей высоте здания конструкции должны располагаться вертикально. Чтобы с необходимой точностью обеспечить выполнение этого условия, пункты сети на исходном горизонте проецируют по отвесной линии последовательно на все монтажные горизонты, т. е. с 1 на 2 этаж, с 1 на 3 этаж, с 1 на 4 этаж и т. д. Для зданий высотой до 5 этажей проецирование выполняют теодолитами, а для зданий большей этажности и сооружений высотой более 15 м — приборами оптического вертикального проецирования.

Проецируют не все, а только опорные пункты сети. Таких пунктов в сети должно быть не менее трех. Наиболее благоприятным считают случай, когда две точки расположены на наиболее длинной стороне сети, а третья — на стороне, которая перпендикулярна к основной стороне. В нашем примере это пункты *I*, *III* и *II*.

Для контроля проецирования измеряют расстояния между точками на монтажном горизонте и сравнивают их с теоретическими значениями. Требования к точности проецирования и условия обеспечения этой точности приведены в табл. 17.

Построение разбивочной сети на монтажном горизонте

Основой для построения разбивочной сети на монтажном горизонте служат опорные пункты, полученные проецированием с исходного горизонта. Построение сети на монтажном горизонте осуществляют как на исходном, но с точностью на класс ниже, чем на исходном горизонте (см. табл. 18).

Детальная разбивка осей на монтажных горизонтах

Разбивочные оси и монтажные (установочные) риски наносят на перекрытия монтажного горизонта от пунктов

Таблица 17. Точность вертикального проецирования опорных пунктов

Процессы, условия измерений, тип прибора	Средняя квадратическая погрешность проецирования по вертикали, мм			
	2	2,5	3	4
Высота проецирования	до 15	от 15 до 60	от 60 до 100	от 100 до 120
Центрирование прибора	нитяным отвесом	оптическим центрированием		
Фиксирование точки	карандашом на гладкой поверхности		керном на металлической пластине	
Минимальное расстояние от визирного луча до строительных конструкций, м	0,2		0,1	
Количество приемов	1		2	
Тип прибора	Т30	Т2, ПИЛ-1	ЦО-1, PZL	

разбивочной сети с помощью построения створов и проектных отрезков. При построении створа особое внимание уделяют центрированию теодолита и визирной цели. При небольших длинах сторон как правило не применяют построений проектных углов с помощью теодолита. Для

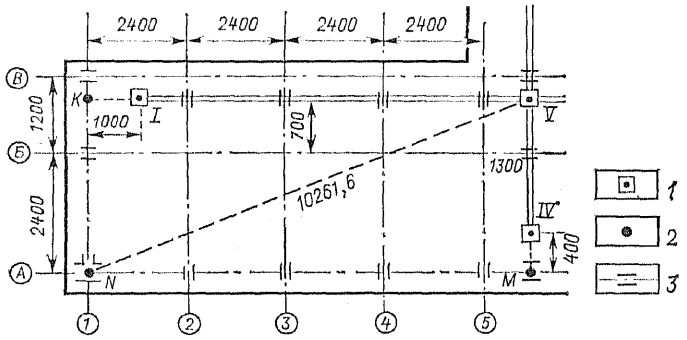


Рис. 104. Схема детальной разбивки осей на монтажном горизонте: *1* — пункты разбивочной сети; *2* — точки разбивки осей; *3* — откраски осей на перекрытиях монтажного горизонта

получения отдельных точек используют линейные засечки. Требования к точности измерений приведены в табл. 16.

Для контроля разбивки измеряют расстояния между рисками осей и диагонали полученных прямоугольников. После контроля разбивочные оси и установочные риски закрепляют на перекрытиях монтажного горизонта несмываемой краской ярких цветов.

На рис. 104 приведен пример построения разбивочных осей. По створам сторон сети *V-I* и *V-IV* откладывают проектные отрезки равные соответственно 1000 и 400 мм и получают точки *K* и *M*. Линейной засечкой с точек *K*, *M* и пункта *V* получают точку *N*. Расстояние *VN* вычисляют из прямоугольного треугольника *KVN*. По створам линий *NM* и *KV* откладывают проектные отрезки 2400 мм и получают поперечные оси *1-1*, *2-2*, *3-3*, *4-4* и *5-5*. Положение осей на перекрытиях закрепляют открасками. Аналогичным образом по створам линий *NK* и *MV* производят разбивку продольных осей *Б-Б* и *В-В*.

Для контроля измеряют диагонали прямоугольников, образованных осями, и расстояния от осей до пунктов разбивочной сети.

§ 75. Высотная основа при возведении многоэтажных зданий

Высотная основа при возведении многоэтажных зданий создается в несколько этапов:

Высотная основа крупного строительного объекта

На крупных строительных объектах для создания высотной основы по пунктам строительной сетки прокладывают нивелирный ход. Требования к точности измерений в ходе зависят от характеристики объекта и приведены в табл. 17.

Если объект не имеет строительной сетки, то на его территории закладывают и определяют отметки реперов. Число реперов и их расположение на объекте должно обеспечивать передачу отметок на здания и сооружения с одной постановки нивелира.

Для обеспечения надлежащего контроля за неизменностью высотного положения реперов на строительной площадке их должно быть не менее трех.

Внешняя высотная основа здания

При создании внешней разбивочной сети геометрическим нивелированием определяют отметки не менее трех пунктов этой сети. Эти пункты служат высотной основой для проведения строительных работ нулевого цикла и для передачи отметок на внутреннюю основу здания.

Требования к точности измерения превышений приведены в табл. 18.

Внутренняя высотная основа здания

Внутренней высотной основой при возведении многоэтажных зданий служат реперы (марки), заложенные в конструкции фундамента или первого этажа. Эти реперы в период возведения здания называют основными. Для обеспечения контроля за сохранностью высотного положения реперов число их на здании должно быть не менее трех.

Передачу отметок на основные реперы здания производят геометрическим нивелированием с пунктов (реперов) внешней разбивочной основы. Требования к точности измерения превышений, как при построении внешней основы. Отметки основных реперов вычисляют в государственной системе высот и системе высот здания (от чистого пола 1-го этажа). Отметки основных реперов принимают постоянными на весь период монтажа конструкций здания вне зависимости от величины осадки здания. Это требование наилучшим образом обеспечивает требования строительного проекта ко взаимному положению конструкций.

Высотная основа на монтажных горизонтах и в котловане

На монтажном горизонте закрепляют не менее двух *рабочих реперов.*

Отметки рабочих реперов определяют нивелирным ходом, опирающимся на два основных репера на исходном горизонте. Превышения между точкой x_1 на исходном горизонте и точкой x_2 на монтажном горизонте определяют с помощью вертикально подвешенной рулетки с миллиметровыми делениями (рис. 105, *а*). Для этого над лифтовой шахтой или другим отверстием в перекрытиях устанавливают кронштейн, а к нулевому концу рулетки прикрепляют груз 10 кг. На точки x_1 и x_2 устанавливают рейки и двумя нивелирами берут отсчеты по ним соответственно

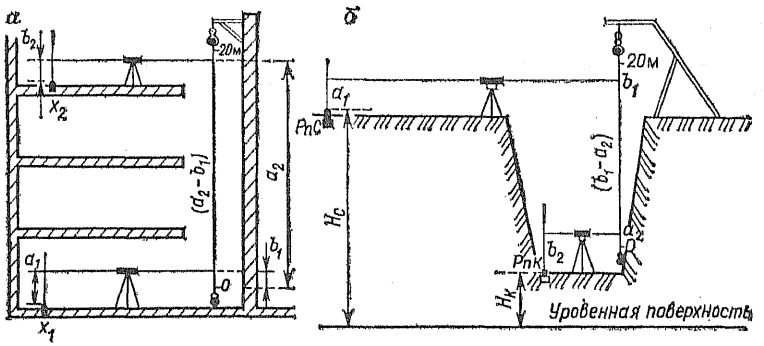


Рис. 105. Передача отметок
а — на монтажный горизонт; *б* — на дно котлована

a_1 и b_2. Затем одновременно по команде с помощью нивелиров берут отсчеты по нижней b_1 и верхней a_2 частям рулетки. Если нулевой штрих рулетки расположен внизу, то расстояние по рулетке между отсчетами равно $(a_2 - b_1)$. Тогда отметка точки x_2 на монтажном горизонте равна

$$H_{x_2} = H_{x_1} + a_1 + (a_2 - b_1) - b_2$$

или (147)

$$H_{x_1} = H_{x_2} + (a_1 - b_1) + (a_2 - b_2).$$

Разности заднего a и переднего b отсчетов можно рассматривать как превышение для первой станции между нулевым делением рулетки и точкой x_2. При этом все отсчеты записывают в журнал геометрического нивелирования в соответствующей графе. Для контроля вместо отсчетов по красным сторонам рейки меняют высоту горизонта. Порядок обработки журнала, в основном, остается прежним.

Если нулевое деление рулетки расположено у кронштейна (деления возрастают сверху вниз), то

$$H_{x_2} = H_{x_1} + a_1 + (b_1 - a_2) - b_2 =$$
$$= H_{x_1} + (a_1 + b_1) - (a_2 + b_2). \quad (148)$$

Соответственно изменится порядок вычислений в журнале геометрического нивелирования. При обработке нивелирного хода в превышения между рабочими реперами поправки не вводят.

Для передачи отметок на дно котлована применяют два способа.

Если котлован неглубокий или имеет съезд для транспорта, то отметку рабочего репера определяют обычным ходом геометрического нивелирования.

Если котлован глубокий и не имеет транспортного съезда, то передачу отметки на дно осуществляют при помощи вертикально подвешенной рулетки (рис. 105, *б*). Превышения между *РпС* и *РпК* вычисляют соответственно по формулам (147) и (148).

§ 76. Разбивка контура котлована и вычисление объемов земляных работ

При разбивке контура на местность переносят верхнюю бровку котлована, а после выемки грунта землеройными машинами — нижнюю его бровку. Контур верхней бровки необходим для работы по выемке грунта землеройными машинами, контур нижней бровки — для зачистки дна и откосов котлована.

При подготовке разбивочных данных определяют горизонтальное проложение d_0 между верхней и нижней бровками котлована (рис. 106, *а*). Пусть известны проектные значения отметки $H_д$ дна и уклон $i_к$ откоса котлована. Если на поверхности земли определить отметки точки M, совпадающей в плане с нижней бровкой, и точки N, то уклон местности

$$i = (H_N - H_M)/d,$$

где d — горизонтальное проложение линии MN.

Отметку H_0 точки O верхней бровки можно вычислить дважды: по уклону поверхности земли

$$H_0 = H_M + id_0 \qquad (149)$$

и по уклону откоса котлована

$$H_0 = H_д + i_0 d_0. \qquad (150)$$

Приравнивая правые части (149) и (150), получаем

$$H_M + id_0 = H_д + i_0 d_0$$

или

$$d_0 (i - i_0) = H_д - H_M,$$

тогда

$$d_0 = (H_д - H_M)/(i - i_0).$$

Определяя отметки поверхности земли в соответствующих точках всех осей здания можно вычислить остальные

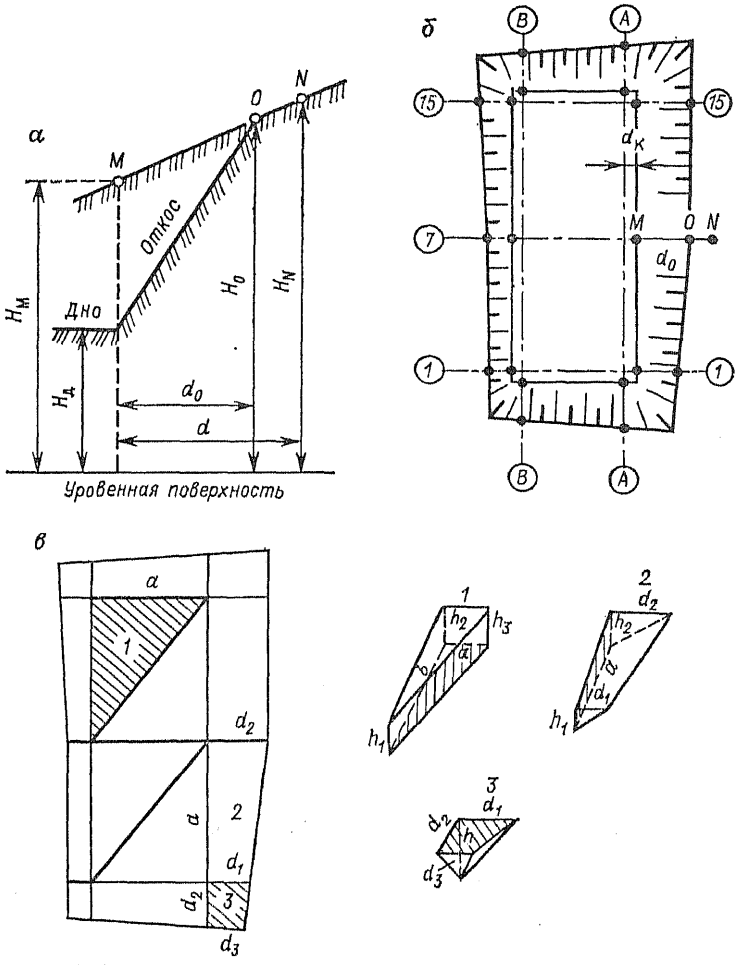


Рис. 106. Разбивка контура котлована:

а — определение расстояний между нижней и верхней бровками; *б* — построение границ; *в* — схема разбивки объемов; *г* — формы типовых тел после разбивки

разбивочные элементы и составить разбивочный чертеж. Определение отметок точек поверхности земли производят по топографическим планам или нивелированием поверхности.

Для перенесения в натуру бровок котлована из рабочих чертежей дополнительно выбирают расстояния $d_к$ между основной осью здания и нижней бровкой, а раз-

бивку осуществляют следующим образом (рис. 106, *б*). От основной оси *А-А* откладывают на местности по направлению оси *7-7* проектный отрезок ($d_к + d_0$), получают и закрепляют точку *О* верхней бровки котлована. Аналогичные построения выполняют по всем продольным и поперечным осям здания и получают контур верхней бровки котлована.

После выемки грунта из котлована землеройными машинами производят зачистку дна и откосов. Для разбивки нижней бровки в котловане разбивают основные оси и откладывают от них проектный отрезок $d_к$.

Для вычисления объемов земляных работ контур котлована на плане разбивают на элементарные фигуры. На рис. 106, *в* показан образец разбивки, а на рис. 106, *г* — формы типовых тел после разбивки. Расчет объемов земляных работ не требует высокой точности, поэтому полученные в результате разбивки тела принимают за геометрически правильные.

Тело *1* на рис. 106, *г* принимаем за призму. Основание призмы на рисунке заштриховано. Объем призмы вычисляют как произведение площади основания S на высоту h. Так как высоты в нашем случае могут несколько различаться, берем среднее значение. Тогда

$$V_1 = Sh = \frac{ab}{2}\,\frac{h_1 + h_2 + h_3}{3} = \frac{ab\,(h_1 + h_2 + h_3)}{6}.$$

Тело *2* принимаем за усеченный параллелепипед. Основанием его служит заштрихованное на рисунке продольное сечение котлована. Площадь основания вычисляют как произведение сторон прямоугольника $S = a\,(h_1 + h_2)/2$, где за вторую сторону принимают среднее из высот котлована. За высоту усеченного параллелепипеда берут среднее значение $h = (d_1 + d_2)/2$, тогда

$$V_2 = \frac{1}{2}\,a\,\frac{h_1 + h_2}{2}\,\frac{d_1 + d_2}{2} = \frac{a\,(h_1 + h_2)\,(d_1 + d_2)}{8}.$$

Объем тела *3* вычисляют как объем четырехугольной пирамиды. Принимая за основание заштрихованную на рисунке трапецию, определяют ее площадь как произведение высоты на полусумму основания $S = d_2\,(d_1 + d_3)/2$. Объем тела определяют как произведение площади основания на треть высоты фигуры, т. е.

$$V_3 = S\,\frac{h}{3} = \frac{d_2\,(d_1 + d_3)\,h}{6}.$$

Объем земляных работ при выемке грунта из котлована вычисляют как сумму объемов образующих котлован тел

$$V = \sum_{1}^{n} V_i.$$

§ 77. Геодезические работы при монтаже сборных конструкций

При подготовке к монтажу производят контроль геометрических параметров сборных конструкций и их разметку.

Для плоских элементов измеряют длину, ширину, диагонали и толщину детали. При измерениях используют стальные компарированные рулетки с миллиметровыми делениями. Для фиксации граней применяют уголковые фиксаторы (рис. 107, *а*). Погрешности измерений не должны превышать 0,2 допуска на отклонение конструкции от проектного размера. Результаты измерений сравнивают с проектными размерами и вычисляют отклонения Δ.

Отклонения сборного элемента от прямоугольной формы характеризуют разностью его диагоналей. При определении отклонений поверхности от плоскости используют специальные шаблоны. Шаблон прикладывают к проверя-

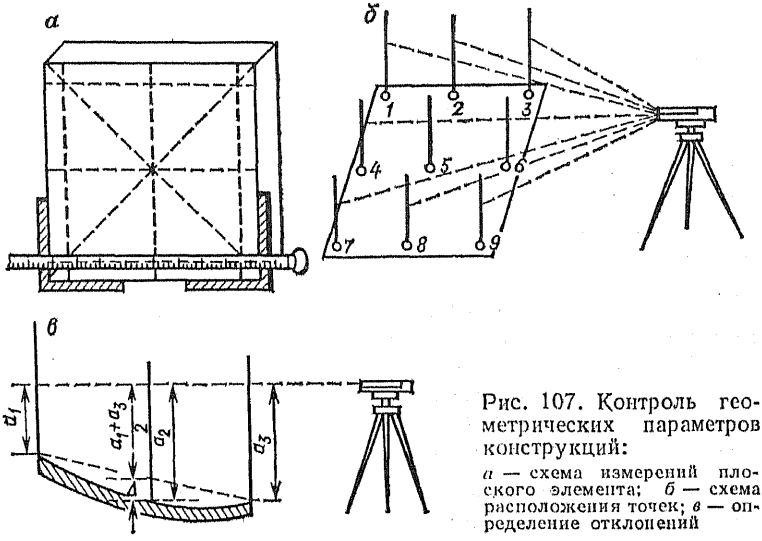


Рис. 107. Контроль геометрических параметров конструкций:

а — схема измерений плоского элемента; *б* — схема расположения точек; *в* — определение отклонений

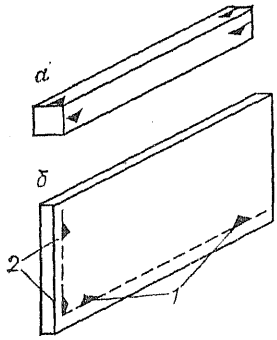


Рис. 108. Разметка конструкций рисками:
а — колонны; *б* — панели

емой поверхности и линейкой измеряют зазоры между рабочей поверхностью шаблона и поверхностью конструкции.

Для проверки крупных конструкций используют геометрическое нивелирование. Конструкцию укладывают так, чтобы проверяемая поверхность располагалась приблизительно в горизонтальной плоскости. В девяти ее точках устанавливают рейки и производят отсчеты по нивелиру (рис. 107, *б*). При определении отклонений от плоскости сравнивают отсчеты по восьми линиям *1-3*, *4-6*, *7-9*, *1-7*, *2-8*, *3-9*, *1-9* и *3-7*. Для каждой из них вычисляют отклонения Δ средней точки от прямой, соединяющей крайние точки. Это отклонение можно вычислить с помощью отсчетов по рейке *а*. Для линии *1-3* на рис. 107, *в*

$$\Delta_{1\text{-}3} = a_2 - \frac{a_1 + a_3}{2}.$$

Все полученные отклонения сравнивают с допусками на изготовление конструкции и делают заключение о ее пригодности к монтажу. Контролю обычно подвергают наиболее ответственные конструкции.

Одновременно с обмерами на сборные конструкции наносят установочные риски, по которым при монтаже устанавливают сборный элемент в проектное положение. Обычно риской обозначают геометрическую ось конструкции, например, колонны. При этом измеряют ширину колонны в нижнем и верхнем ее сечениях, а риску наносят в середине грани (рис. 108, *а*) ярким цветным карандашом.

Разметку навесных панелей производят нанесением рисок *1* для установки ее по высоте и рисок *2* для установки в направлении оси здания (рис. 108, *б*).

Выверка конструкций

Выверка конструкции, т. е. введение ее небольшими перемещениями в проектное положение, осуществляется после предварительной установки и временного закрепления конструкции. Точность установки сборного элемента в проектное положение зависит от вида конструкции, типа

сооружения и регламентируется Строительными нормами и правилами (СНиП). Так, в СНиП III-16—80 «Бетонные и железобетонные конструкции сборные» допускаемое смещение оси колонны в нижнем сечении относительно разбивочной оси ограничено величиной 5 мм, а отклонение оси колонны в верхнем сечении относительно разбивочной оси при высоте колонны до 8 м — величиной 20 мм.

Выверка колонн каркаса сборного здания. При выверке установочные риски *1* в нижнем сечении колонны совмещают с рисками *4* разбивочных осей на оголовках *3* колонн нижнего этажа (рис. 109, *а*). Для повышения точности совмещения используют нить отвеса, прикладываемую к установочной риске выверяемой колонны.

Выверку колонн по вертикали (отвесность колонны) осуществляют при помощи теодолита или специального устройства. При выверке два теодолита устанавливают на продольную и поперечную оси. Наводят крест нитей на риску *4* разбивочной оси на оголовке колонны нижнего этажа и поднимают объектив вверх (см. рис. 109, *а*). По команде наблюдателя верх колонны перемещают до совпадения установочной риски *2* с вертикальной нитью трубы теодолита. Аналогичные действия выполняют другим теодолитом в перпендикулярном направлении. Этот способ требует тщательной юстировки теодолита и не отличается высокой производительностью труда.

Более перспективен способ, основанный на использовании устройства с сигнальными лампочками (рис. 109, *б*). Это устройство с помощью специальных держателей *1* прикрепляют к выверяемой колонне. При этом штанга *2* располагается параллельно оси колонны. К штанге крепится устройство *3* с пятью сигнальными лампочками *4*. Четыре лампы красного цвета располагаются по боковым граням устройства, зеленая лампа — внизу.

Устройство (рис. 109, *в*) имеет сферическую поверхность *4* с отверстиями *3*. Металлический шарик *2*, перемещаясь по сферической поверхности, замыкает контакты *1* в отверстиях *3* и включает сигнальные лампы. Если штанга занимает вертикальное положение, то шарик располагается в центральном отверстии и включает сигнальную лампочку *6* зеленого цвета. Если колонна, а следовательно и штанга, наклонена, то шарик старается занять самое низкое положение и перемещается в другое отверстие. В этом случае загорается красная лампочка

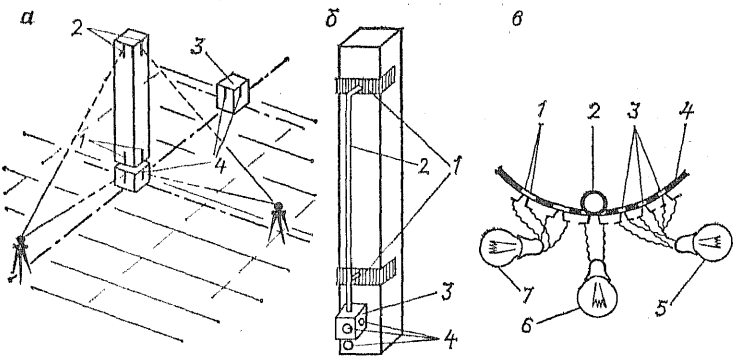


Рис. 109. Выверка колонны: *а* — двумя теодолитами; *б* — специальным устройством; *в* — схема работы устройства

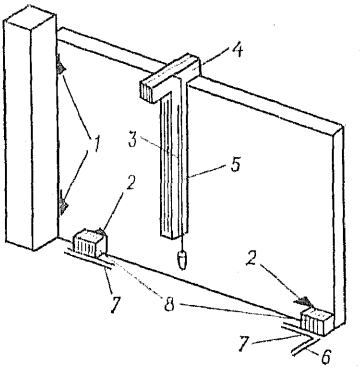


Рис. 110. Схема выверки панели

(*5* или *7*) в той стороне, куда наклонен верх колонны. Аналогичная ситуация наблюдается в плоскости, перпендикулярной к плоскости рис. 109, *в*, поэтому одновременно могут гореть две красные лампочки. При выверке перемещают верх колонны по сигналам устройства и добиваются включения зеленого сигнала.

Этот способ значительно сокращает затраты труда и не требует предварительной разметки колонны.

Выверка панелей. При детальной разбивке на перекрытия монтажного горизонта обычно наносят на определенном расстоянии от разбивочных осей установочные риски *7* (рис. 110). При монтаже к установочным рискам прикладывают упоры *8* соответствующей толщины и боковую грань панели монтируют по этим упорам.

Продольные перемещения панели регулируют по торцевой грани упора, совмещенной с поперечной установочной риской *6*. Если навесная панель соприкасается с ко-

лонной, то установочные риски *1* совмещают с гранью колонны.

При выверке высотное положение панели определяют по высотным маякам на перекрытиях, совмещая с ними высотные установочные риски *2* на панели. Выверку панели в верхнем сечении выполняют с помощью рейки-отвеса *4*. Для этого верх панели перемещают перпендикулярно плоскости чертежа до совмещения нити *5* отвеса с чертой *3* рейки. Направление взгляда при этом должно быть параллельно боковой поверхности панели.

§ 78. Исполнительные съемки конструкций

При исполнительных съемках определяют отклонения смещения конструкций от проектного положения. Обычно снимают наиболее ответственные, несущие конструкции здания после их окончательного закрепления. По результатам исполнительной съемки проектная организация (авторский надзор) выдает разрешение на выполнение строительных работ на следующем этаже, а чертежи поэтажных съемок предъявляют государственной комиссии при приемке здания в эксплуатацию.

Исполнительная съемка колонн здания

При плановой исполнительной съемке определяют отклонения оси колонны от продольной и поперечной осей здания. Отклонения колонны определяют методом бокового нивелирования, сущность которого заключается в следующем. От рисок закрепления продольных разбивочных осей $Б_1$ и $Б_2$ (рис. 111, *а*) перпендикулярно оси *Б-Б* откладывают равные отрезки длиной a и получают параллель продольной оси здания $Б_1'$-$Б_2'$. В одной из точек параллели $Б_1'$ устанавливают теодолит, тщательно приводят его в рабочее положение и наводят визирную ось на точку параллели $Б_2'$. При съемке рейку устанавливают горизонтально в нижнем и верхнем сечениях колонны, а в поле зрения трубы берут отсчеты b по вертикальной нити. На рис. 111, *б* видно, что отклонение $\Delta^{н}$ центра колонны *О* от разбивочной оси *Б-Б* в нижнем сечении по оси *1-1* равно

$$\Delta^{н} = a - b_1^{н} - 0{,}5d,$$

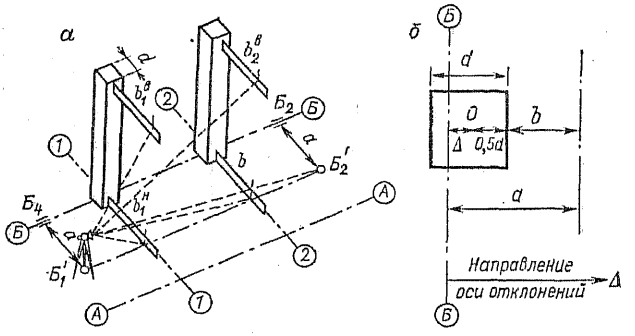


Рис. 111. Плановая исполнительная съемка колонн:
а — схема бокового нивелирования; *б* — исполнительный чертеж

где d — толщина колонны, $b_1^{\text{н}}$ — отсчет по рейке на оси *1-1* в нижнем сечении. Отклонение Δ^{B} вычисляют аналогично, но по отсчету b_1^{B}.

Для контроля и повышения точности измерений толщину колонны измеряют по двум противоположным граням, а отсчеты по рейкам берут по черной и красной сторонам. При вычислении отклонений по красной стороне рейки необходимо учитывать разность нулей Р0. В этом случае формула для вычисления отклонений примет вид

$$\Delta_{\text{к}} = a - b - 0{,}5d - \text{Р0}.$$

За окончательное значение принимают среднее арифметическое. Такие отклонения от продольной оси в нижнем и верхнем сечениях можно определить для всего ряда колонн. Аналогичным образом производят съемку вдоль поперечных осей и определяют отклонения колонн от этих осей.

Для контроля правильности выполнения съемки измеряют расстояния между колоннами и сравнивают их с аналогичными расстояниями по результатам съемки. Работу завершают составлением схемы исполнительной съемки, на которой показывают оси здания, колонны и их отклонения в верхнем и нижнем сечениях от продольных и поперечных осей.

При высотной исполнительной съемке определяют отклонения отметок опорных поверхностей колонны от проектного значения. Отметки опорных поверхностей — верхней поверхности колонны

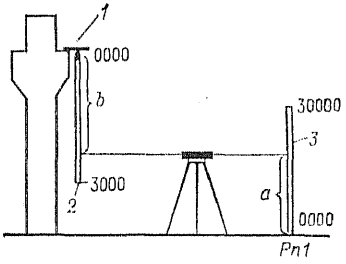


Рис. 112. Схема высотной исполнительной съемки колонн

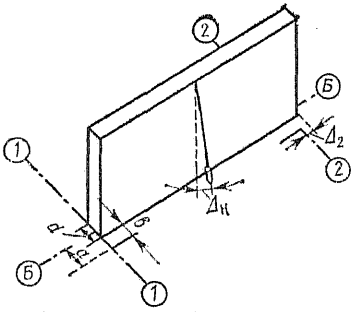


Рис. 113. Схема исполнительной съемки панели

или консоли — определяют геометрическим нивелированием.

На рис. 112 показана схема определения отметки верхней поверхности консоли. При этом заднюю рейку *3* устанавливают на строительный репер *Pn1*, а переднюю рейку *2* с помощью кронштейна *1* подвешивают нулевым делением (пяткой) вверх на консоль колонны. При обработке вычисляют горизонт прибора

$$ГП = H_{Pn1} + a$$

и отметку консоли

$$H_i = ГП + b,$$

где H_{Pn1} — отметка строительного репера.

При вычислении отметок по отсчетам красных сторон реек необходимо учитывать разность нулей рейки Р0. В этом случае

$$ГП_к = H_{Pn1} + a_к \quad \text{и} \quad H_i = ГП_к + b_к - 2Р0,$$

где $a_к$, $b_к$ — отсчеты по красным сторонам рейки.

Обычно съемку на одном участке монтажного горизонта производят при одной установке нивелира. Для контроля в начале и конце измерений берут отсчеты по рейкам, установленным на двух строительных реперах.

Отклонения колонн по высоте вычисляют по формуле

$$\Delta_i = H_i - H_п,$$

где $H_п$ — проектная отметка опорной поверхности колонн.

Результаты высотной съемки выписывают на схему исполнительной съемки. Обычно схемы плановой и высотной съемок совмещают на одном чертеже.

Исполнительная съемка панелей здания

При плановой исполнительной съемке определяют отклонение оси панели от продольной разбивочной оси *Б-Б* в нижнем сечении в двух точках по краям панели (рис. 113). Для этого металлической линейкой с миллиметровыми делениями измеряют толщину панели d и расстояния b от боковой поверхности панели до установочных рисок на перекрытиях, а отклонение вычисляют по формуле

$$\Delta = a - b - 0{,}5d,$$

где a — известное расстояние от разбивочной оси до установочной риски.

Аналогичным образом определяют отклонения торцевых граней панели от поперечных осей. На рис. 113 показана схема определения отклонения Δ_2 торцевой грани от оси 2-2. Положение верха панели характеризуют наклоном $\Delta_н$ его боковой поверхности. Для этого в середине панели (см. рис. 113) подвешивают отвес и с помощью линейки измеряют величину наклона.

При высотной исполнительной съемке геометрическим нивелированием определяют отметки определенных точек панели, сравнивают их с проектными отметками и вычисляют отклонения. По результатам составляют схему исполнительной съемки панелей.

Глава 17
НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ПЕРЕМЕЩЕНИЯМИ И ДЕФОРМАЦИЯМИ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

§ 79. Общие сведения

В горных породах, на которые опираются сооружения, под влиянием силы тяжести здания, изменения влажности основания, температуры и других причин происходит перемещение частиц грунта. Вследствие этого основания сооружений претерпевают осадку (уплотнение грунта без изменения его структуры), набухание, оседание (опускание толщи грунта в местах пустот в горных породах) и подвижки в горизонтальном направлении (сползание). Соответственно получаются перемещения конструкций фундаментов и наземной части здания.

Перемещения конструкций разделяют на две составляющие — по высоте и в плане. Перемещения конструк-

ций по высоте называют *осадкой*, в плане — *смещением* (сдвигом). Если перемещения различных точек конструкций равны по величине и направлению, то их называют равномерными, если нет — то неравномерными. Неравномерные перемещения точек приводят к изменению формы и размеров конструкции, т. е. к ее деформации. Опыт строительства показал, что все здания и сооружения подвергаются перемещениям и деформациям. Абсолютно неподвижных и недеформируемых конструкций нет.

Деформацию вызывают и переменные силы, воздействующие на сооружение. Например, ветровые нагрузки, солнечная радиация, вибрация при работе оборудования, сейсмические воздействия и т. п.

По своему характеру деформации конструкций разделяют на *упругие* и *остаточные*. При упругих деформациях конструкция после снятия нагрузки принимает прежнюю форму. Упругие деформации наблюдаются, пока нагрузки не превышают определенного предела. Если воздействия от нагрузки превышают этот предел, то размеры и форма конструкции не восстанавливаются. В этом случае происходит нарушение прочности сооружения, в конструкциях появляются трещины и разломы, а в отдельных случаях возможны аварии и разрушение сооружения.

Для своевременного предупреждения аварий и для более детального изучения причин нарушения эксплуатационных качеств сооружений проводят систематические наблюдения за перемещениями и деформациями конструкций. С этой целью в конструкции сооружения закладывают специальные приборы или приспособления для регистрации напряжений и взаимного перемещения точек конструкции. Наиболее пригодными при наблюдениях оказались геодезические методы, позволяющие полностью характеризовать перемещения точек конструкции сооружения в пространстве.

§ 80. Наблюдения за осадками сооружений

При наблюдениях за осадками в конструкции сооружения закладывают осадочные марки и периодически (циклами) определяют их отметки. Для определения отметок наиболее часто используют высокоточное геометрическое нивелирование короткими лучами. При наблюдениях за осадками точек конструкций с большими превышениями, и расположенных в труднодоступных местах, применяют

тригонометрический метод с измерением расстояний и углов наклона высокоточными способами. Для определения отметок точек в стесненных условиях внутри зданий используют гидростатическое нивелирование. При компактном расположении большого числа наблюдаемых точек (в различных уровнях) на открытых обозренно стенах сооружения применяют фотограмметрический метод.

Наблюдение за осадками методом геометрического нивелирования

Высотной основой для определения отметок служат опорные реперы, закладываемые вне зоны осадок. Для промышленных и гражданских сооружений опорные реперы закладывают не ближе 80 м от здания, а для крупных гидротехнических сооружений — на расстоянии до 1 км. Для контроля устойчивости реперы закладывают кустами из трех расположенных недалеко друг от друга знаков. Измеряя с одной установки нивелира превышения между ними и сравнивая их с результатами измерений в предшествующих циклах, определяют наиболее устойчивый репер. Этот репер принимают за исходный при наблюдениях за осадками.

При наблюдениях за осадками наиболее часто применяют глубинные реперы, закладываемые в коренные породы (рис. 114, *а*).

Осадочные марки обычно закладывают в выступающие над землей конструкции несущих фундаментов. Наиболее распространенный тип знака показан на рис. 114, *б*. При наблюдениях за осадками памятников истории и архитектуры, чтобы не менять облика сооружения, применяют марки скрытого типа (рис. 114, *в*). Эти марки закладывают заподлицо со стеной (*2*), а при наблюдениях их открывают (*1*).

Места установки знаков определяют в зависимости от требований к наблюдениям. Для типовых гражданских и промышленных зданий их располагают по периметру через 10 м на несущих конструкциях внутри здания и по обе стороны осадочных швов здания. Образец размещения осадочных марок приведен на рис. 115, *а*.

Наблюдения за осадками проводят циклами, начиная с нулевого. При наблюдениях за осадками строящихся зданий циклы совмещают с завершением этапов строительства, например этажа. Тем самым, циклы оказыва-

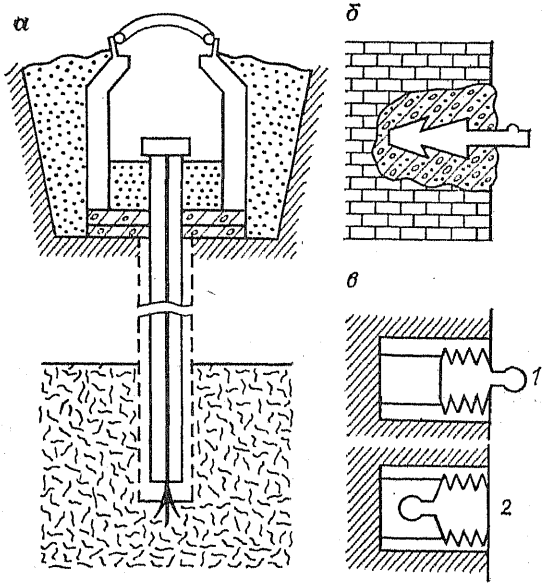


Рис. 114. Знаки закрепления точек при наблюдениях за осадками:
а — глубинный репер; *б* — осадочная марка; *в* — осадочная марка скрытого типа

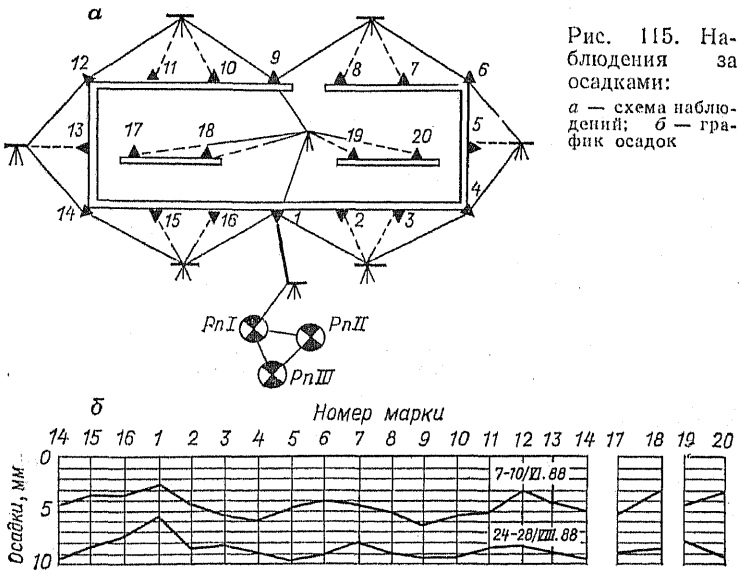


Рис. 115. Наблюдения за осадками:
а — схема наблюдений; *б* — график осадок

Таблица 18. **Ведомость вычисления осадок**

Номер осадочной марки	0 цикл	1 цикл		2 цикл	
	Фундамент	1-й этаж		2-й этаж	
	8—12 апреля 1988 г.	7—10 июня 1988 г.		24—28 августа 1988 г.	
	Отметка, м	Отметка, м	Осадка, мм	Отметка, м	Осадка, мм
1	158,752$_7$	158,750$_5$	—2,2	158,747$_2$	—5,5
2	,849$_6$	,845$_3$	—4,3	,841$_3$	—8,3
3	,342$_8$	,337$_6$	—5,2	,334$_6$	—8,2
...	...	...	...	...	...
20	,483$_9$	,480$_7$	—3,2	,474$_8$	—9,1
Средняя осадка, мм			—4,8		—8,9

ются связанными с этапами нагрузки на основания. После завершения строительства сроки наблюдений устанавливают с учетом величины и скорости осадок, обычно 2-3 раза в год до полной стабилизации осадок.

Для определения отметок осадочных марок прокладывают ход высокоточного геометрического нивелирования короткими лучами (см. § 39). При нивелировании места установки прибора закрепляют штырями в грунте или дюбель-гвоздями в асфальте, а нивелир во всех циклах измерений устанавливают над этими знаками. Часть осадочных марок включают в ход в виде промежуточных точек. На рис. 115, *а* марки *1*, *4*, *6*, *9*, *12* и *14* являются связующими точками хода, остальные — промежуточными. По результатам измерения превышений в ходе вычисляют отметки осадочных марок в данном цикле и выписывают их в ведомость вычислений осадок. Осадку j марки в i цикле вычисляют по формуле

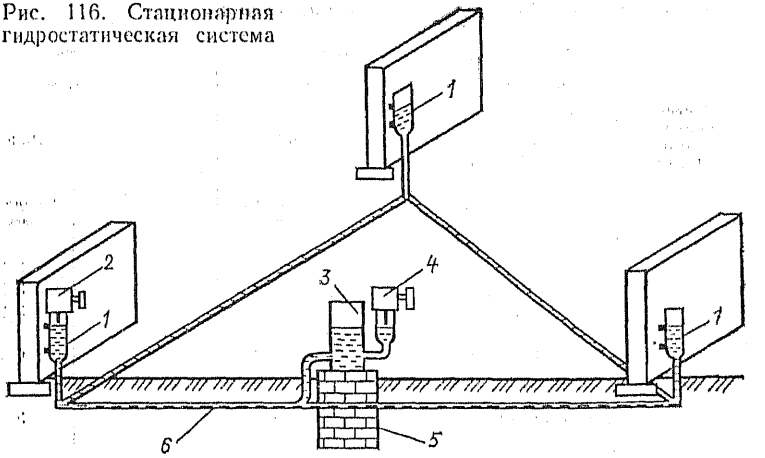
$$\Delta_{ij} = H_{0j} - H_{ij},$$

где H_{0j} — отметка j марки в нулевом цикле наблюдений; H_{ij} — отметка j марки в i цикле наблюдений.

Образец ведомости вычисления осадок приведен в табл. 18.

Для наглядного отображения процесса осадки здания строят график, на котором показывают осадочные марки и величины осадок (рис. 115, *б*).

Рис. 116. Стационарная гидростатическая система



Точность определения осадок зависит от характера (скорости и неравномерности) их протекания, конструктивной схемы здания и жесткости его конструкций. В расчетах необходимой точности исходят из допускаемых значений деформации конструкций. Для большинства зданий и сооружений осадку определяют с погрешностями порядка 1—2 мм. В этом случае превышения достаточно измерять по программе нивелирования II класса.

Наблюдения за осадками методом гидростатического нивелирования

Для систематических наблюдений за осадками крупных промышленных зданий и гидротехнических сооружений применяют стационарные гидростатические системы. Для этого к конструкциям фундаментов неподвижно прикрепляют специальные стеклянные трубки-пьезометры *1*, на которые в фиксированное положение надевают переносные измерительные устройства *2* (рис. 116). Приблизительно в центре сооружения в закрытом помещении на устойчивом фундаменте *5* устанавливают напорный резервуар *3* с контрольным пьезометром и измерительным устройством *4*. Все пьезометры соединены между собой и с напорным резервуаром резиновыми шлангами *6*, уложенными в защитные водопроводные трубы ниже глубины промерзания грунта.

При наблюдениях напорный резервуар служит опорным репером. Резервуар заполняют кипяченой подкрашен-

ной водой, которая по шлангам заполняет всю гидростатическую систему. После затухания колебаний жидкости в системе по измерительным устройствам *4* и *2*, соответственно на напорном резервуаре (опорном репере) и пьезометрах на наблюдаемых точках, берут отсчеты и вычисляют превышения между этими точками. Величину осадки определяют как разность превышений в нулевом и текущем циклах наблюдений. Точность определения осадок составляет величину порядка одного миллиметра.

Для автоматической регистрации недопустимых осадок измерительные устройства устанавливают на всех пьезометрах: иглу измерительного устройства закрепляют над уровнем жидкости на расстоянии, соответствующем допустимой величине осадки, и соединяют ее с постоянным источником тока. При осадке фундамента (опускании пьезометра) жидкость соприкасается с иглой измерительного устройства, замыкает электрическую цепь, и на центральном пульте загорается соответствующая сигнальная лампочка. По этому сигналу принимаются соответствующие меры.

§ 81. Наблюдения за горизонтальными перемещениями геодезическими методами

При наблюдениях за смещениями устанавливают опорные знаки вне зоны подвижек грунта. Основное требование к этим знакам — неподвижность их на весь период наблюдений.

Опорный знак (рис. 117, *а*) представляет собой железобетонный пилон *2*, устанавливаемый в коренных породах на фундаментную плиту *5*. Для защиты знака от повреждений его закладывают в колодец *3*, заполненный теплоизоляционной засыпкой *4*. Верхняя часть пилона имеет сферическую головку *1*, центр которой закреплен насечкой на металле или отверстием небольшого диаметра.

При наблюдениях за смещениями для установки приборов и закрепления точек используют наблюдательные столбы (рис. 117, *б*). Он представляет собой железобетонный столб *2* квадратного сечения с головкой знака *1* (со специальным центрировочным устройством для однообразной установки теодолита и визирного знака во всех циклах наблюдений) и металлической крышкой на шарнире с запором. При установке столба в грунт для повышения устойчивости используют фундаментную плиту *3*.

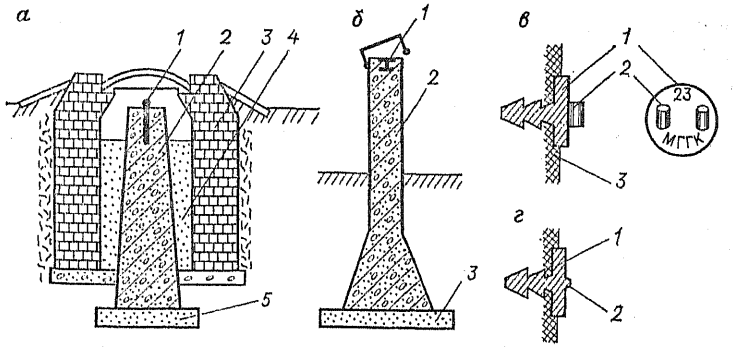


Рис. 117. Знаки закрепления точек при наблюдениях за смещениями: *а* — опорный знак; *б* — наблюдательный столб; *в* — деформационная марка с ушками; *г* — деформационная марка с полусферической головкой

Высота выступающей над землей части знака обычно составляет 1,2 м.

Для закрепления наблюдаемых точек на конструкциях зданий и сооружений применяют *деформационные марки*. Марка представляет собой металлический диск *1* (рис. 117, *в*, *г*), закладываемый в стену *3* или наклонную часть сооружения. Марка изменяет свое пространственное положение вместе со смещением конструкции сооружения.

Для непосредственного визирования теодолитом марку раскрашивают двумя цветами с четким обозначением места наведения креста или нити зрительной трубы. Если марка предназначена для горизонтальной установки специальной измерительной линейки, то она или имеет специальные ушки *2* (рис. 117, *в*) для упоров линейки или полусферическую головку *2* (рис. 117, *г*) для установки пятки специальной рейки.

Точность определения смещений зависит от типа сооружения, вида основания, задач наблюдений и скорости протекания смещений. Для типовых зданий и сооружений, возводимых на скальном основании, погрешности определения смещений не должны превышать 1,5 мм, для сооружений на слабосжимаемых грунтах — 3 мм, для сооружений на сильносжимаемых грунтах — 7 мм.

Наблюдения за смещениями конструкций осуществляют циклами. Нулевой цикл выполняют до появления горизонтальных нагрузок на конструкции. Например, до заполнения водохранилища водой или засыпки грунтом под-

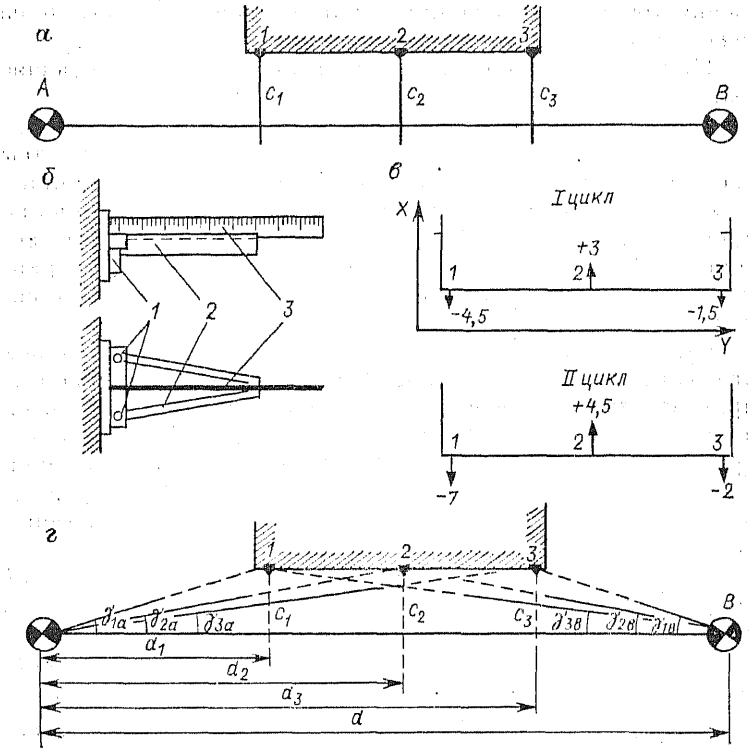


Рис. 118. Створный метод наблюдений за горизонтальными смещениями:

а — определение отклонений от створа с помощью измерительных линеек; *б* — измерительная линейка; *в* — схема смещения точек; *г* — определение отклонений от створа с помощью измерения параллактических углов

земной части здания. Последующие циклы совмещают с этапами ожидаемого появления горизонтальных смещений, а после ввода сооружения в эксплуатацию — не реже двух раз в год до полной стабилизации сооружения.

Наиболее широкое применение нашли следующие методы наблюдений.

Метод створных измерений

В этом методе вне зоны подвижек грунтов закладывают опорные знаки *A* и *B* (рис. 118, *а*) и периодически (циклами) определяют отклонения c_1, c_2 и c_3 деформационных марок *1*, *2* и *3* на сооружении от створа *AB*. Для повы-

шения точности измерений линию створа располагают на небольшом удалении от сооружения (0,4—0,6 м).

При определении отклонений применяют следующие способы.

Определение отклонений с помощью измерительных линеек. В этом способе используют специальные измерительные линейки *3* с миллиметровыми делениями (рис. 118, *б*). Линейка крепится на раме *2*, имеющей специальные упоры, которые вставляются в ушки *1* деформационной марки. В закрепленном на марке положении измерительная линейка занимает горизонтальное положение.

При измерениях отклонений деформационных марок от створа над опорным знаком *A* устанавливают теодолит, приводят его в рабочее положение, наводят крест нитей на визирную марку над опорным знаком *B*, и при закрепленных лимбе и алидаде, последовательно, как при боковом нивелировании, берут отсчеты c_{1a}, c_{2a} и c_{3a} по измерительной линейке. Эти измерения составляют первый полуприем.

Во втором полуприеме теодолит устанавливают над опорным знаком *B*, визируют при другом положении круга на марку над пунктом *A* и берут отсчеты c_{1b}, c_{2b} и c_{3b} по измерительным линейкам на деформационных марках. По полученным отсчетам вычисляют средние $c_1^0 = 0{,}5\ (c_{1a} + c_{1b})$, $c_2^0 = 0{,}5\ (c_{2a} + c_{2b})$, $c_3^0 = 0{,}5\ (c_{3a} + c_{3b})$ и выписывают их в ведомость вычисления смещений (табл. 19). Аналогичные измерения выполняют в следующем первом цикле, а результаты c_1^1, c_2^1 и c_3^1 тоже выписывают в ведомость вычисления смещений.

Таблица 19. **Ведомость вычисления горизонтальных смещений точек конструкций**

Номер деформационной марки	0 цикл	I цикл		II цикл	
	12 июня 1988 г.	30 августа 1988 г.		20 декабря 1988 г.	
	Отсчет по рейке, мм	Отсчет по рейке, мм	Смещение, мм	Отсчет по рейке, мм	Смещение, мм
1	187,5	192,0	—4,5	194,5	—7,0
2	194,0	191,0	+3,0	189,5	+4,5
3	188,0	186,5	—1,5	186,0	—2,0

Горизонтальные смещения Δ деформационных марок вычисляют как разность отклонений от створа в нулевом и текущем циклах

$$\Delta_1^1 = c_1^0 - c_1^1; \quad \Delta_2^1 = c_2^0 - c_2^1; \quad \Delta_3^1 = c_3^0 - c_3^1. \tag{151}$$

Во втором и последующем циклах программа измерений остается неизменной, что позволяет исключать из результатов наблюдений ряд систематических погрешностей.

Результаты определения горизонтальных смещений выписывают на схему раздельно по каждому циклу наблюдений (рис. 118, *в*), что позволяет более наглядно представить изменения смещений во времени.

Определение отклонений с помощью измерения параллактических углов. В этом способе теодолитом с опорных знаков *A* и *B* (рис. 118, *г*) измеряют малые параллактические углы γ_{1a}, γ_{2a}, γ_{3a} и γ_{1b}, γ_{2b}, γ_{3b}, расстояния d_1, d_2, d_3 и d, а отклонения i-ой деформационной марки вычисляют по формулам

$$c_{ia} = d_i \operatorname{tg} \gamma_{ia} = d_i \frac{\gamma_{ia}}{\rho}; \quad c_{ib} = (d - d_i) \frac{\gamma_{ib}}{\rho},$$

где d_i — горизонтальное расстояние от опорного знака *A* до наблюдаемой деформационной марки; γ_{ia}, γ_{ib} — параллактические углы, измеренные на i-ую марку соответственно на пунктах *A* и *B*.

Измерения расстояний обычно производят только в нулевом цикле и со сравнительно небольшой точностью. Общая методика наблюдений и обработки результатов сохраняется такой же как в предыдущем способе.

Метод створных измерений прост, не требует больших трудозатрат, дает достаточно точные результаты, но имеет следующие недостатки:

горизонтальные смещения определяются только в направлении оси *X* (см. рис. 118, *в*), перпендикулярной к створу *AB*;

полученные результаты не отличаются высокой надежностью, так как расположение пунктов *A* и *B* вблизи сооружения не дает полной уверенности в неподвижности их в период наблюдений.

Метод триангуляции

В этом методе опорные знаки *A* и *B* (рис. 119, *а*) закладывают в устойчивом грунте на значительном удалении от наблюдаемого объекта; а на сооружении, например,

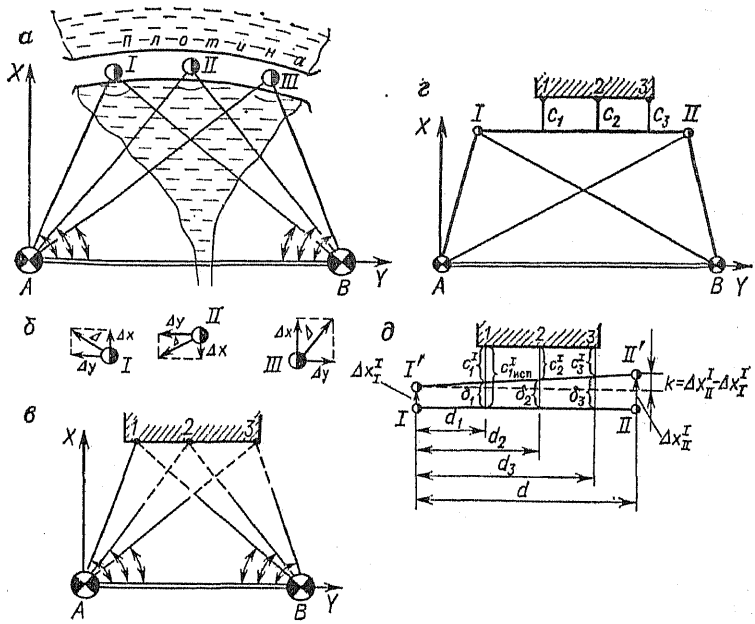


Рис. 119. Определение горизонтальных смещений методом триангуляции и комбинированным методом:

а — схема измерений в методе триангуляции; *б* — схема смещения наблюдательных столбов; *в* — схема измерений способом направлений; *г* — схема измерений в комбинированном методе; *д* — схема определения поправок

плотине закладывают наблюдательные столбы *I*, *II*, *III* и периодически (по циклам) методом триангуляции определяют их координаты. Для этого с высокой точностью, например, светодальномером определяют длину базиса *AB* и измеряют все углы во всех треугольниках.

В результате обработки триангуляции (§ 46) для каждого из циклов получают координаты наблюдаемых пунктов, например:

Цикл	0	*I*	*II*
Пункт *I*	X_I^0, Y_I^0	X_I^I, Y_I^I	X_I^{II}, Y_I^{II}

Смещения наблюдаемых точек (столбов) по направлениям осей *X* и *Y* вычисляют как разности соответствующих координат между циклами, например:

Цикл	*I*	*II*
Пункт *I*	$\Delta x_I^I = x_I^0 - x_I^I$ $\Delta y_I^I = y_I^0 - y_I^I$;	$\Delta x_I^{II} = x_I^0 - x_{III}^I$, $\Delta y_I^{II} = y_I^0 - y_I^{II}$

Результаты определения смещений выписывают на схемы по циклам наблюдений. Абсолютную величину общего смещения вычисляют как диагональ прямоугольника со сторонами Δx и Δy, (рис. 119, *б*), т. е. $\Delta = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}$.

Если на наблюдаемых точках конструкций, например, на стенах зданий, невозможно установить теодолит, то применяют способ направлений (рис. 119, *в*). В этом способе углы измеряют только на опорных знаках *A* и *B*, а координаты определяемых пунктов *1*, *2* и *3* вычисляют, как в угловых засечках. Этот способ не дает такой высокой точности как в триангуляции, но он менее трудоемок.

В рассмотренных случаях смещения точек определяются в направлении двух осей (в плоскости) и с достаточно высокой надежностью. Однако по сравнению с методом створов объем полевых измерений и обработки результатов существенно больше.

Комбинированный метод

В этом методе на значительном удалении от объекта в устойчивых грунтах закладывают опорные знаки *A* и *B* (рис. 119, *г*), а на небольшом удалении от объекта устанавливают наблюдательные столбы *I* и *II*, образующие створ *I-II*. В сооружение закладывают деформационные марки *1*, *2* и *3*.

При наблюдениях в нулевом цикле методом триангуляции определяют координаты столбов X_I^0, Y_I^0, и X_0^{II}, Y_{II}^0, а со столбов измеряют отклонения c_1^0, c_2^0 и c_3^0 деформационных марок *1*, *2* и *3* от вспомогательного створа *I-II*.

Во втором цикле наблюдения повторяют в той же последовательности, определяют координаты наблюдательных столбов X_I^1, Y_I^1; X_{II}^I; Y_{II}^I и измеряют отклонения c_1^1, c_2^1 и c_3^1 деформационных марок от створа.

Если смещения наблюдательных столбов $\Delta x_I^1 = X_I^0 - X_I^1$ и $\Delta x_{II}^1 = X_{II}^0 - X_{II}^1$ по оси X не превышают погрешностей определения координат в триангуляции, то смещения деформационных марок определяют как в створном методе по формуле (151). Если смещения Δx_I^1 и Δx_{II}^1 больше погрешностей определения координат в триангуляции, то в результаты измерения отклонений от створа c_1^1, c_2^1 и c_3^1 вводят поправки.

Для определения поправок рассмотрим рис. 119, *д*. Пусть в данном цикле наблюдательный столб *I* получил смещение Δx_I и из точки *I* переместился в точку *I'*; а наблюдательный столб *II* получил смещение Δx_{II} и из точки *II* переместился в точку *II'*. В этом случае исправленные значения отклонений деформационных марок можно вычислить по формулам:

$$c^{\text{I}}_{1\text{ исп}} = c^{\text{I}}_1 + \delta_1; \quad c^{\text{I}}_{2\text{ исп}} = c^{\text{I}}_2 + \delta_2 \quad \text{и} \quad c^{\text{I}}_{3\text{ исп}} = c^{\text{I}}_3 + \delta_3. \quad (152)$$

Каждая из поправок δ_1, δ_2 и δ_3, как это видно из рисунка, состоит из постоянной части $\Delta x = \Delta x^{\text{I}}_{II} - \Delta x^{\text{I}}_I$ и переменной части, зависящей от величины $k = \Delta x^{\text{I}}_{II} - \Delta c$ и расстояний d_1, d_2, d_3 и d. Сообразуясь с рисунком, запишем

$$\delta_1 = \Delta x^{\text{I}}_I + \frac{k}{d} d_1; \quad \delta_2 = \Delta x^{\text{I}}_I + \frac{k}{d} d_2; \quad \delta_3 = \Delta x^{\text{I}}_I + \frac{k}{d} d_3. \quad (153)$$

Подставляя значения δ из (153) в (152), получаем

$$c^{\text{I}}_{1\text{ исп}} = c^{\text{I}}_1 + \Delta x^{\text{I}}_I + \frac{k}{d} d_1;$$

$$c^{\text{I}}_{2\text{ исп}} = c^{\text{I}}_2 + \Delta x^{\text{I}}_I + \frac{k}{d} d_2;$$

$$c^{\text{I}}_{3\text{ исп}} = c^{\text{I}}_3 + \Delta x^{\text{I}}_I + \frac{k}{d} d_3.$$

Используя исправленные значения отклонений $c^{\text{I}}_{i\text{ исп}}$ по формуле (151) можно вычислить смещения деформационных марок.

Комбинированный метод наблюдений соединяет надежность метода триангуляции и простоту створного метода. По сравнению с методом триангуляции в нем значительно сокращается объем измерений (особенно при большом числе деформационных марок), а по сравнению со створным методом значительно повышается надежность за счет определения смещений точек створа *I* и *II*.

§ 82. Наблюдения за горизонтальными перемещениями фотограмметрическим методом

Фотограмметрический метод измерений величин смещений используют при определении смещений большого числа деформационных марок. Он основан на получении измерительных фотоснимков объекта в нулевом и теку-

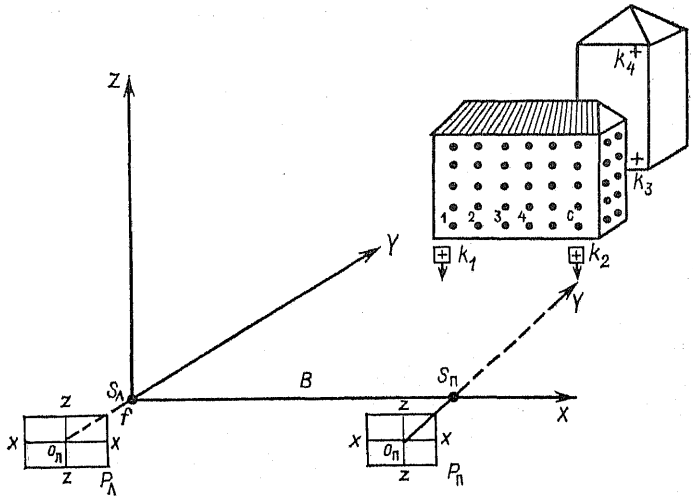


Рис. 120. Схема определения смещений фотограмметрическим методом

щем циклах наблюдений. По этим снимкам определяют изменение координат идентичных точек в циклах.

Для съемок используют фототеодолиты или метрические камеры, так как они оснащены уровнями для установки плоскости снимка под заданным углом к горизонту и ориентирующим устройством, подобным теодолиту, для установки оптической оси фотокамеры в заданном направлении.

Наиболее простым в обработке, универсальным и точным считают способ определения смещений по снимкам, параллельным основной плоскости сооружения. Одиночные снимки позволяют определить величины смещений точек сооружений в плоскости, параллельной снимку, а стереопара снимков, снятых с базиса B, параллельного плоскости сооружения — в трех взаимно перпендикулярных плоскостях.

На рис. 120 показаны левая ($S_л$) и правая ($S_п$) станции фотографирования, расположенные параллельно фасаду здания, на котором закреплены деформационные марки *1*, *2*, *3*, ..., *i*. Вне зоны деформаций закреплены контрольные точки K_1, K_2, K_3, K_4. Ось X фотограмметрической системы координат совмещена с линией базиса B ($S_л$, $S_п$), главные лучи $O_л S_л$ и $O_п S_п$ левого и правого снимков перпендикулярны к линии базиса. В этом случае

координаты точек сооружения определяют по формулам:

$X = Bx/p$; $Y = Bf/p$; $Z = Bz/p$.

Смещения деформационных марок ΔX, ΔY, ΔZ вычисляют, как и при наблюдениях геодезическими методами, по формуле (151).

Величины ΔX, ΔY, ΔZ будут истинными смещениями точек объекта, если место расположения камеры и элементы ориентирования снимка при каждой последующей съемке сохраняются неизменными. Это достигается установкой камеры на стационарные штативы или тумбы, обеспечивающие точную установку камеры в ту же точку и тщательным ее ориентированием при помощи уровней и ориентирующего устройства.

Правильность установки камеры контролируется сравнением координат контрольных k_1—k_4 точек на снимках нулевого и текущего циклов. Контрольные точки следует располагать вне зоны деформации, так как они должны быть неподвижны.

Если возникают разности координат одноименных контрольных точек

$$\delta x_{kj} = x_{kj} - x_{k0}; \quad \delta z_{kj} = z_{kj} - z_{k0},$$

где k — номер контрольной точки, j — номер текущего цикла, то они являются функцией изменения элементов ориентирования снимков и записываются в виде полинома:

$$\delta x_k = a_0 + a_1 x_{k_0}^2 + a_2 x_{k_0} z_{k_0} + a_3 z_{k_0} + a_4 x_{k_0};$$

$$\delta z_k = c_0 + a_1 x_{k_0} z_{k_0} + a_2 z_{k_0}^2 + a_3 x_{k_0} + a_4 z_{k_0}, \qquad (154)$$

где x_{k_0}, z_{k_0} — координаты контрольной точки с номером k на снимке нулевого цикла.

При наличии на снимке трех контрольных точек, не лежащих на одной прямой k_1, k_2, k_3 (см. рис. 120), составляют систему из 6-ти уравнений вида (154), из решения которой находят значения коэффициентов a_i, c_i ($i = 0, 1, 2, 3, 4$).

Если в формулах (154) вместо координат контрольных точек использовать координаты деформационных точек, измеренных по снимкам (x'_{kj}, z'_{kj}), и вычисленные по контрольным точкам величины a_i, c_i, то получим поправки δx_{kj}, δz_{kj} в измеренные координаты, компенсирующие влияние изменения элементов ориентирования снимка

в j-ом цикле относительно нулевого цикла:

$$x_{kj} = x'_{kj} + \delta x_{kj}; \quad z_{kj} = z'_{kj} + \delta z_{kj}.$$

Координаты x_{kj}, z_{kj} можно использовать для вычисления разностей координат по формулам:

$$\Delta X_{kj} = Bx_{kj}/p_{kj} - Bx_{k0}/p_{k0} = B\,(x_{kj}/p_{kj} - x_{k0}/p_{k0});$$

$$\Delta Y_{kj} = Bf/p_{kj} - Bf/p_{k0} = Bf\,(1/p_{kj} - 1/p_{k0});$$

$$\Delta Z_{kj} = Bz/p_{kj} - Bz_{k0}/p_{k0} = B\,(z_{kj}/p_{kj} - z_{k0}/p_{k0}),$$

где x_{kj}, z_{kj}, p_{kj} — исправленные значения координат и параллаксов точки k на снимках j-го цикла; x_{k0}, z_{k0}, p_{k0} — исправленные координаты и параллаксы точки k на снимке нулевого цикла; B, f — базис фотографирования и фокусное расстояние камеры.

Часто смещения точек сооружений измеряют только в плоскости X, Z, т. е. в плоскости снимка. В этом случае сооружение фотографируют с одной станции, величину Y измеряют геодезическими методами, а для вычисления величин ΔX, ΔZ используют формулы

$$Xx_{kj} = Yx_{kj}/f - Yx_{k0}/f = Y\,\Delta x_{kj}/f; \quad \Delta Z_{kj} = Y\,\Delta z_{kj}.$$

При измерении деформаций величины Δx_{kj}, Δz_{kj} весьма малы, поэтому для повышения точности их измерений применяют способ *временного параллакса*. Снимок нулевого цикла закладывают в левую кассету стереокомпаратора, а снимок деформационного цикла в правую кассету. При отсутствии смещений точек объекта и сохранении неизменными элементов ориентирования снимков, наблюдатель бинокулярно наблюдает плоскую картину объекта. При наличии смещений, сдвиги в плоскости X, Y воспринимаются наблюдателем как пространственное искривление плоской картины. Эти сдвиги ($\Delta x'$, $\Delta z'$) измеряют путем стереоскопического наведения марки на точку объекта движениями одной правой каретки стереокомпаратора или параллактическими винтами продольного и поперечного параллаксов.

Если при измерении на стереокомпараторе значения $\Delta x'_{kj}$, Δz_{kj} на контрольных точках не равны нулю, то в измеренные значения Δx_{kj}, Δz_{kj} на всех определяемых точках следует ввести поправки δx_{kj}, δz_{kj} в соответствии с формулами (154), за счет изменившихся значений элементов ориентирования снимков

$$\Delta x_{kj} = \Delta x'_{kj} + \delta x_{kj}; \quad \Delta z_{kj} = \Delta z'_{kj} + \delta z_{kj}.$$

Расчеты погрешностей измерений и практика применения фотограмметрии для измерения деформаций показывают, что относительные погрешности определения смещений по осям X, Y имеют следующие значения:

$$\frac{m_{\Delta X}}{Y} \approx 1/25\,000 - 1/4000; \quad \frac{m_{\Delta Y}}{Y} \approx 1/10\,000;$$

$$\frac{m_{\Delta Z}}{Z} \approx 1/2000 - 1/25\,000.$$

§ 83. Определение кренов сооружений

Под влиянием ветровых нагрузок, неравномерного нагрева и осадок фундаментов ось сооружения отклоняется от отвесного положения. Обычно ось сооружения башенного типа имеет пространственную кривизну (рис. 121, *а*). Для определения крена (отклонения) точку оси $O_в$ по отвесной линии проецируют на исходную горизонтальную плоскость и получают точку $O'_в$. Крен сооружения характеризуют линейной e и угловой α величинами. Для определения крена используют следующие способы.

Способ вертикального проецирования

В этом способе различают следующие случаи.

При построении вертикали с помощью механического отвеса нить его совмещают с осью сооружения $O_в$ в верхнем сечении, а груз отвеса для погашения колебаний погружают в емкость с вязкой жидкостью. В нижнем сечении по линейке с миллиметровыми делениями измеряют отклонение e точки отвеса $O'_в$ от оси сооружения $O_н$ в нижнем сечении. Для нахождения угловой величины крена α ее непосредственно измеряют с помощью транспортира или определяют проекции крена Δx и Δy на оси координат, а саму величину вычисляют по формуле

$$\alpha = \operatorname{arctg}(\Delta y / \Delta x).$$

Правильность измерений контролируют с помощью формулы $e = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}$.

Точность определения крена в этом случае невелика и во многом зависит от отклонений отвеса от вертикали под влиянием воздушных потоков. Для повышения точности определений используют приборы оптического вертикального проецирования.

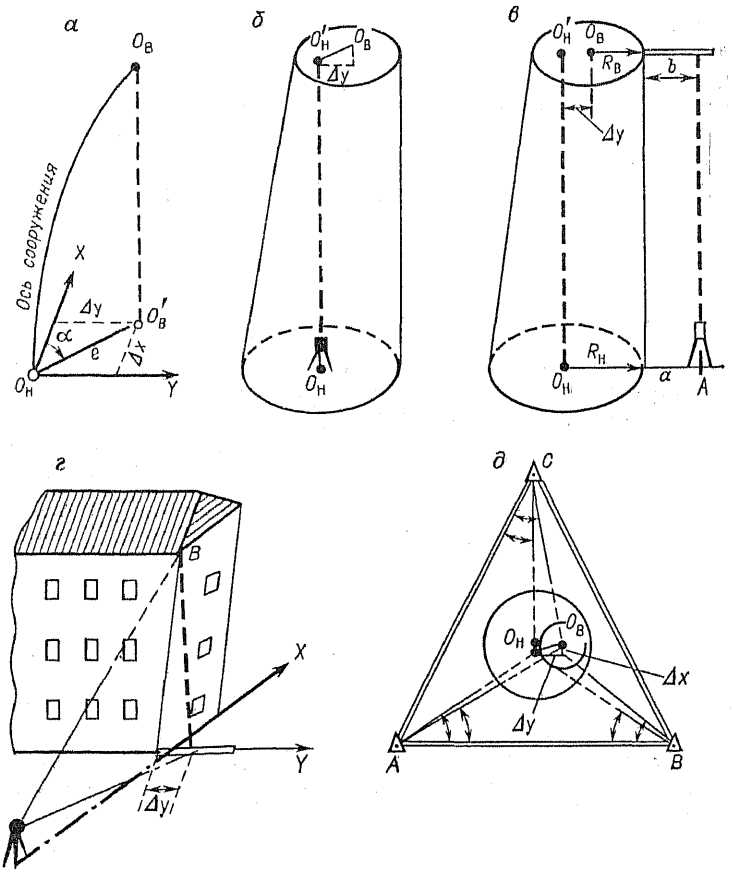


Рис. 121. Схемы определения кренов сооружений:
а — общий случай; *б* — прибором оптического проецирования внутри сооружения; *в* — прибором оптического проецирования снаружи сооружения; *г* — теодолитом; *д* — способ угловых засечек

При построении отвесной линии с помощью приборов оптического вертикального проецирования над осью сооружения в нижнем сечении устанавливают прибор (рис. 121, *б*) и в верхнем сечении определяют смещения точек $O'_н$ и $O_в$ в направлении осей X и Y. Для этого нулевой диаметр прибора оптического вертикального проецирования ориентируют в направлении оси X, а в верхнем

сечении с аналогичной ориентировкой закрепляют палетку, центр которой совмещен с центром верхнего сечения сооружения. В этом случае средние из отсчетов по палетке при положении прибора в положении 0 и 180° дает значение смещения Δx, а среднее из отсчетов по палетке при положении прибора 90 и 270° — значение смещения Δy. Вычисление линейной и угловой величин крена осуществляют как в предыдущем случае.

При определении кренов дымовых труб измерения внутри них производить не удается. Поэтому поступают следующим образом: по направлению одной из осей, например по оси Y (рис. 121, *б*), откладывают небольшой отрезок a и над полученной точкой A устанавливают прибор оптического вертикального проецирования. В верхнем сечении устанавливают горизонтальную рейку и берут отсчет b по ней. Если известны радиусы трубы $R_н$ в нижнем и $R_в$ в верхнем сечениях, то отклонение по оси Y можно вычислить следующим образом

$$\Delta y = (R_н + a) - (R_в + b).$$

При построении отвесной линии с помощью теодолита прибор последовательно устанавливают по одной из осей, например X (рис. 121, *г*), визируют на верхнюю точку здания B и по вертикальной нити зрительной трубы с помощью линейки с миллиметровыми делениями определяют отклонение Δy. Аналогичным образом определяют отклонение Δx и вычисляют линейную e и угловую α величины крена.

Способ угловых засечек

В этом способе вокруг сооружения башенного типа закладывают не менее трех опорных пунктов A, B и C (рис. 121) и методом триангуляции определяют их координаты. С каждого из пунктов угловыми засечками определяют координаты оси сооружения в верхнем $O_в$ и нижнем $O_н$ сечениях. При засечках для определения направления на ось сооружения производят отсчеты по левой и правой наружным граням (стенам), а за окончательное значение принимают среднее арифметическое.

По координатам точек $O_в$ и $O_н$ вычисляют отклонения Δx и Δy и определяют величины линейной e и угловой α величины крена.

Раздел V
ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ РАЗЛИЧНЫХ ВИДОВ СООРУЖЕНИЙ

Глава 18
ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ В ПРОМЫШЛЕННОМ И ГРАЖДАНСКОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

§ 84. Геодезические работы при возведении гражданских и промышленных зданий и сооружений

Возведение гражданских и промышленных зданий в настоящее время осуществляют индустриальными методами. Для обеспечения высокой точности установки конструктивных элементов в проектное положение и повышения производительности строительно-монтажных работ применяют индивидуальное и групповое монтажное оснащение. При этом особенности выполнения геодезических работ зависят, в основном, от конструктивных схем зданий и сооружений и видов монтажного оснащения. Общим в этом случае является создание в уровне монтажного горизонта разбивочной сети, по осям которой ориентируют конструктивные элементы или монтажную оснастку при установке их в проектное положение.

Монтаж сборных элементов с применением индивидуальной монтажной оснастки

На рис. 122 представлен монтажный кондуктор-манипулятор, предназначенный для установки в проектное положение колонн и панелей наружных стен. Кондуктор-манипулятор состоит из корпуса уголкообразного сечения *1*, в полки которого вмонтированы (с возможностью возвратно-поступательного движения) восемь Г-образных телескопических захватов *2*, расположенных в четырех уровнях, и восемь винтов с упорными головками *8*. Захваты могут поворачиваться на 90°. К корпусу кондуктора шарнирно прикреплены две связи манипулятора. Каждая связь *3* включает в себя захват, приводное устройство и П-образную струбцину *4*. Связи могут поворачиваться по вертикали и горизонтали на 180°.

Сначала монтируют панели наружных стен, а затем колонны. Перед монтажом элементов кондуктор-манипу-

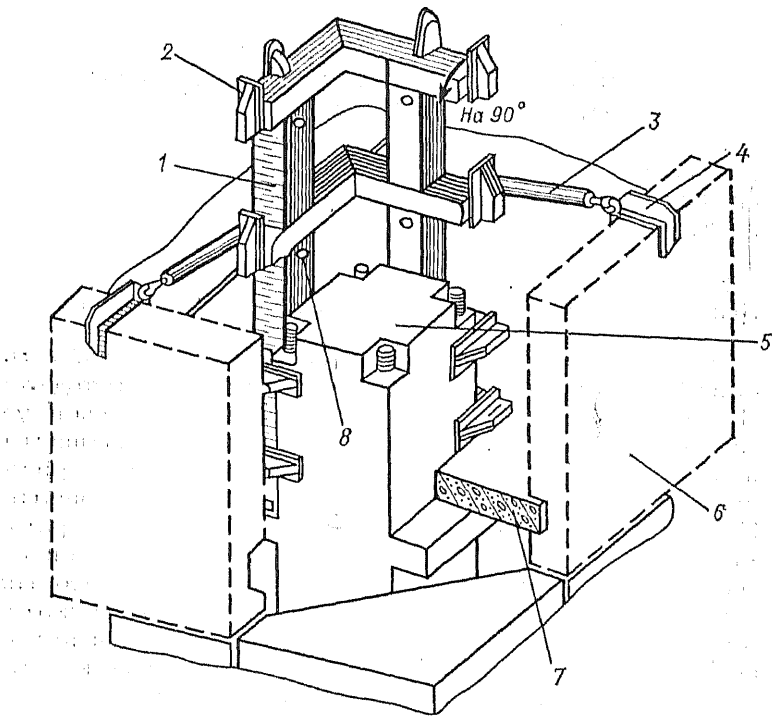


Рис. 122. Схема монтажа сборных элементов с помощью кондуктора-манипулятора

лятор устанавливают на перекрытии и закрепляют путем обхвата оголовка *5* колонны предшествующего яруса нижними Г-образными захватами.

При установке наружной панели *6* ее паз заводят на выступ панели *7* перекрытия. Затем верх панели закрепляют захватами связи *3* и выверяют в отвесной плоскости путем вращения корпуса связи, контролируя вертикальность панели отвесом-рейкой (см. § 77).

Колонну монтажным краном опускают на оголовок *5*, совмещая установочные риски с ориентирными. Затем захватные приспособления верхних захватов поворачивают на 90° для обхвата монтируемой колонны и вращением винтов захватов и упоров *8* закрепляют ее. При этом двумя теодолитами выверяют колонну по вертикали (см. § 77). Колонны в стыке соединяют сваркой.

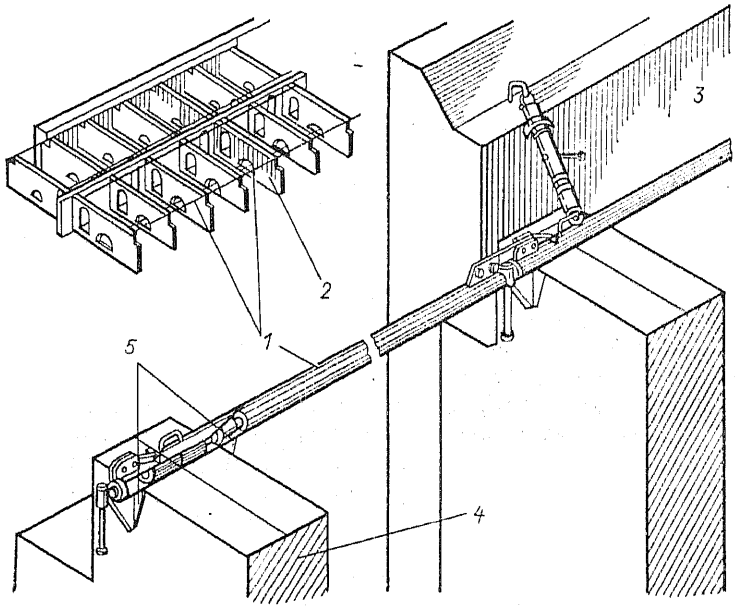


Рис. 123. Схема монтажа поперечных панелей с применением группового монтажа оснащения

Монтаж элементов панельных зданий с применением группового монтажного оснащения

Установку поперечных несущих стеновых панелей *2* и их одновременную выверку в отвесном положении с применением группового монтажного оснащения (рис. 123) выполняют тремя горизонтальными связями. Две связи *1* верхние и одна нижняя (на рисунке она не видна), пропущенная через проемы панелей для прокладки коммуникаций. Сначала монтируют базовую панель *3*, которую тщательно выверяют обычным способом и закрепляют сваркой. К базовой панели присоединяют горизонтальные связи, наращивая их по мере установки очередных панелей. Проектное положение каждой устанавливаемой панели *4* фиксируют вилочными захватами, зажимая ее щечками *5* с обеих сторон. Применяют и другие виды группового монтажного оснащения.

Монтаж колонн каркасных зданий с применением группового монтажного оснащения

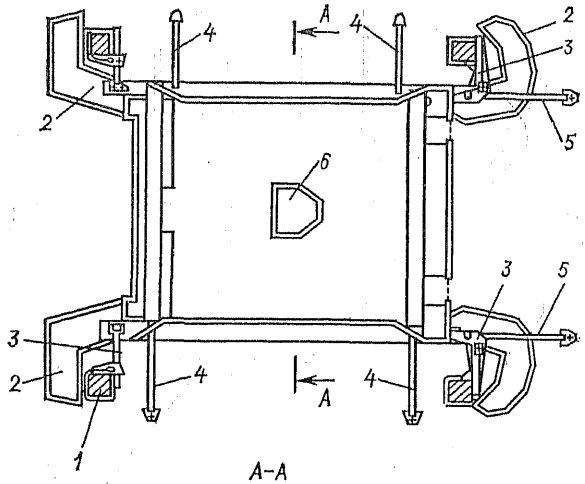
Монтажное оснащение для одновременной установки в проектное положение группы колонн каркаса представляет собой комплект из нескольких групповых кондукторов. Каждый кондуктор служит для установки четырех колонн. Групповой кондуктор (рис. 124) представляет собой пространственную рамную конструкцию, к стойкам *11* которой шарнирно прикреплены индикаторы-захваты *3*, предназначенные для фиксации и временного закрепления колонн *1*, устанавливаемых на оголовки колонн нижнего яруса.

Сборку кондукторного комплекта, в зависимости от его конструктивных особенностей, начинают с установки одного из кондукторов. Кондуктор устанавливают в проектное положение либо по разбивочной оси, построенной на монтажном горизонте (см. § 74), либо путем присоединения его обхватом к предварительно установленным и тщательно выверенным по вертикали базовым колоннам. Проектное плановое положение других кондукторов обеспечивается соединением их с первоначально установленным кондуктором жесткими калиброванными тягами продольными *5* и поперечными *4*. Стойки подмостей *11* крепятся в опорном устройстве *12*, которое устанавливается на плитах *13*. Для безопасности и удобства выполнения монтажных работ на кондукторе предусмотрены: лестница *6*, ограждение *7*, плавающая рама *8* на шариковых опорах *9*, настил *10*, поворотные люльки *2*.

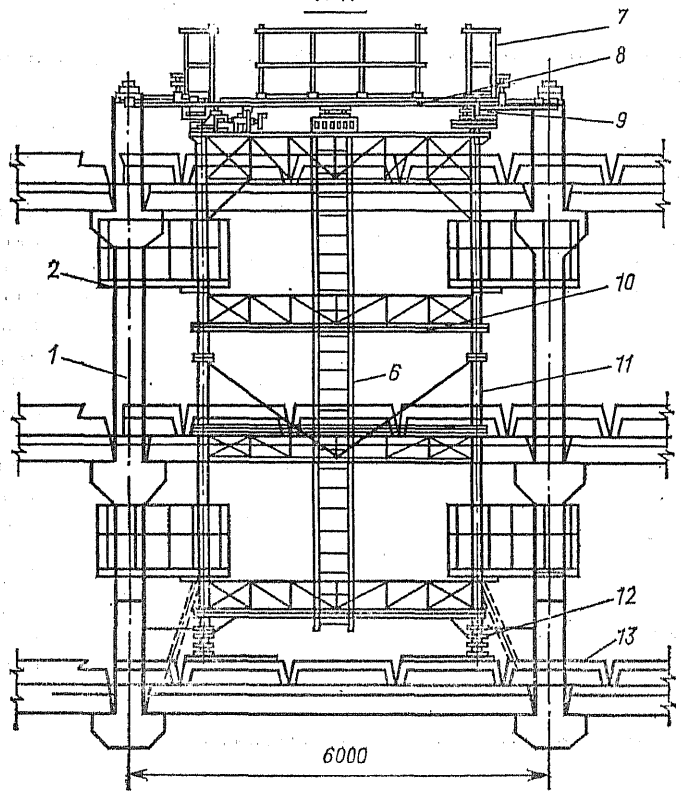
После сборки кондукторного комплекта монтируемые колонны устанавливают на оголовки колонн нижнего яруса, притягивают к раме индикаторами-захватами и окончательно закрепляют стыки колонн сваркой. На рис. 124 представлен фрагмент одного из видов кондукторного комплекта — рамно-шарнирного индикатора.

Геодезические работы при возведении строительных конструкций в скользящей опалубке

В настоящее время при возведении конструкций из монолитного бетона широкое распространение получил метод непрерывного бетонирования в скользящей опалубке.



А–А



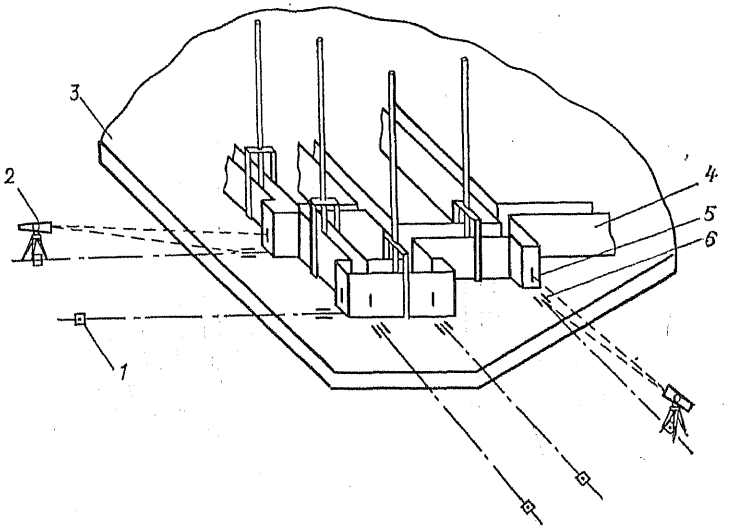


Рис. 125. Схема монтажа скользящей опалубки на исходном горизонте

Опалубку, состоящую из отдельных стальных, деревянных или комбинированных щитов высотой 1100—1500 мм, собирают на исходном горизонте на фундаментной плите (рис. 125). Поверхность плиты выравнивают нивелированием до расчетной отметки. С осевых знаков *1* на поверхность фундаментной плиты *3* теодолитом *2* передают разбивочные оси и закрепляют их рисками *6*. В соответствии с проектными размерами на щитах *4* размечают установочные риски *5* для того, чтобы во время сборки опалубки щиты при помощи теодолита ориентировать по разбивочным осям. Правильность положения опалубки в плане контролируют боковым нивелированием.

На рис. 126 представлена конструкция скользящей опалубки: щиты *1* связаны между собой стальными домкратными рамами *2* с интервалом между ними 1,5—2 м. На рамы опираются фермы или прогоны рабочего настила *5*, с которого устанавливают арматуру и укладывают бетонную смесь. К рамам подвешивают нижние подмости *7*, с которых производят первоначальную отделку бетонируемых конструкций. Устанавливаемые на рамах гидрав-

Рис. 124. Схема рамно-шарнирного индикатора

лические или (реже) электрические синхронно работающие подъемники (домкраты) *3* обеспечивают одновременное вертикальное скольжение всей опалубки по домкратному стержню *4* и бетонируемой конструкции *6*. При этом освобождается затвердевший бетон.

При перемещении скользящей опалубки возникают ее неизбежные горизонтальные смещения в плане и кручение вокруг вертикальной оси. Это вызывает необходимость проведения непрерывного геодезического контроля за положением опалубки в процессе возведения конструкции.

По мере подъема опалубки на рабочий настил передают проектную отметку и контролируют его горизонтальность. Наиболее простым является способ передачи отметки двумя нивелирами и стальной рулеткой (см. § 74). Горизонтальность рабочего настила контролируют нивелированием.

Контроль вертикальности стен осуществляют способами наклонного или вертикального проецирования (см. § 41), а также с помощью механических отвесов специальной конструкции. Результаты контрольных измерений немедленно обрабатывают. Это позволяет своевременно корректировать отклонения опалубки от проектного положения путем регулировки хода домкратов.

Геодезические работы при устройстве подкрановых путей

Подкрановый путь представляет собой конструкцию, по которой передвигаются мостовые подъемные краны, обслуживающие производственные помещения. Краны передвигаются по рельсовому пути, уложенному по верхнему поясу подкрановых балок. Балка нижним поясом опирается на консоль колонны или плоскость уступа колонны, если сечение ее переменное (рис. 127). К точности монтажа элементов конструкций подкранового пути предъявляют высокие требования. Каждую монтажную операцию при устройстве пути сопровождают планово-высотными геодезическими построениями и измерениями. При геодезическом обеспечении монтажа подкранового пути выполняют следующие работы.

Нивелирование опорных поверхностей консолей. Нивелир устанавливают на полу примерно в центре помещения (цеха), стальную линейку или рейку прикрепляют к Г-образному деревянному

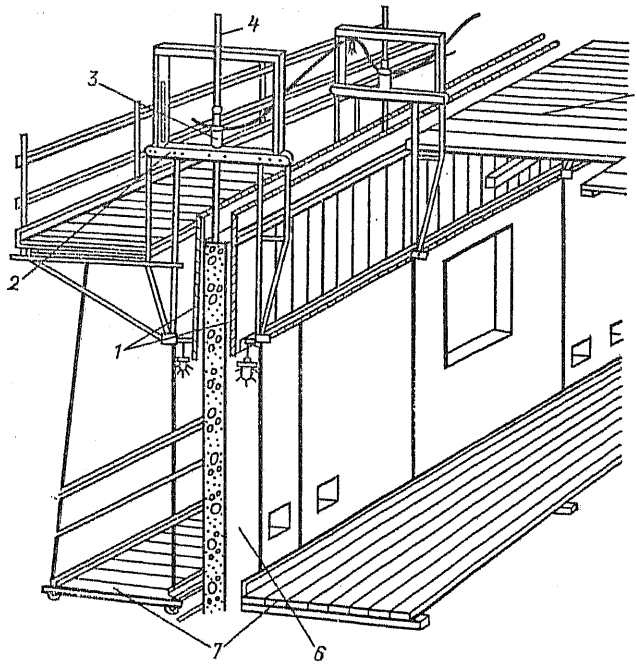


Рис. 126. Конструкция скользящей опалубки

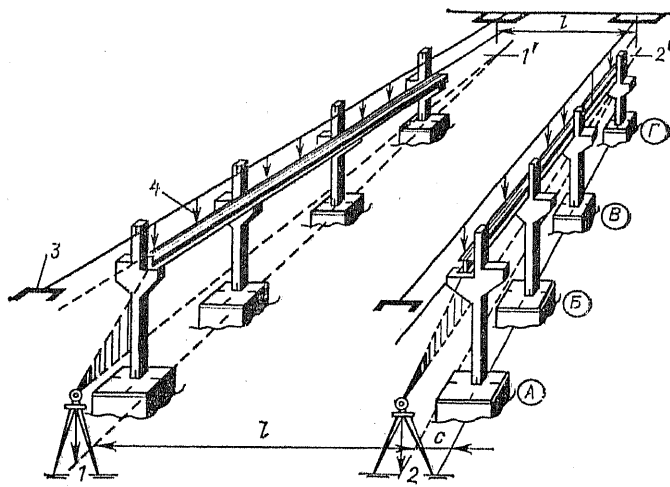


Рис. 127. Устройство подкранового пути

брусу. При нивелировании перед отсчетом по рейке брус коротким плечом опирают на консоль. Нивелирование может быть произведено и по рискам, предварительно нанесенным (до установки колонн) на боковые грани колонн на определенном расстоянии от опорных поверхностей консолей. В этом случае линейку (рейку) совмещают пяткой с риской.

По результатам нивелирования для наглядности составляют профиль опорных поверхностей вдоль осей балок в масштабах: горизонтальном — 1 : 100 и вертикальном — 1 : 10. Наивысшую из отметок консолей принимают за монтажный горизонт. Толщину подкладок (металлических пластин) для приведения опорных поверхностей нижнего пояса балок на монтажный горизонт вычисляют как разность наивысшей отметки и всех остальных.

Разбивка на консолях осей рельсового пути. Оси подкранового пути на консолях разбивают теодолитом. Для этого на полу в торцах цеха от продольных разбивочных осей откладывают внутрь пролета отрезки *c*, равные проектному расстоянию оси рельса от разбивочной оси (см. рис. 127). Фиксируют точки *1*, *1'*, *2* и *2'*. Контролируют расстояние *l* между точками *1* и *2*, *1'* и *2'*. Над точкой *1* устанавливают теодолит и, ориентируя трубу по направлению *1-1'*, при двух положениях круга наклонным лучом проецируют ось на опорную поверхность консоли крайней колонны. Аналогично ось проецируют на крайние консоли с точек *1'*, *2* и *2'*. Через риски консолей торцевых колонн натягивают струну, след которой фиксируют рисками на каждой промежуточной консоли.

Для удобства работы целесообразно закреплять оси насечками на скобах *3*, укрепленных на противоположных стенах цеха. В этом случае ось на консоли проецируют отвесами *4*, подвешенными на струне, которая протянута через насечки противоположных скоб.

При монтаже балок на большой высоте, когда использование теодолита затруднено, передачу осей выполняют зенит-прибором, устанавливаемым на полу цеха в начальной и конечной точках оси.

Выверка планового положения балок. После монтажа и временного закрепления балок выверяют их плановое положение. Для этого на опорную поверхность верхнего пояса балок переносят ось рельсов

приемами, изложенными выше; определяют фактическое положение оси балок относительно оси рельса. При необходимости балки рихтуют (корректируют) и окончательно закрепляют сваркой.

Исполнительная съемка балок. По завершении монтажа подкрановых балок на их опорную поверхность вновь выносят ось рельсов, определяют смещения осей балок с оси рельса. Высотное положение опорной поверхности балок определяют нивелированием. По данным съемки составляют исполнительную схему планового положения балок, профили опорных поверхностей и рассчитывают толщину подкладок для приведения опорной поверхности балок на монтажный горизонт рельсов.

Геодезические выверки при монтаже рельсового пути. Ось, зафиксированная рисками на поверхности балок, является опорной линией, по которой ориентируют рельсы при устройстве подкранового пути. Уложенные и временно закрепленные на балках рельсы требуют тщательной выверки в плане и по высоте.

Геодезическую выверку пути начинают с выверки прямолинейности и горизонтальности одной нитки рельсов. Прямолинейность выверяют теодолитом, расположенным у крайней колонны выше подкрановой балки. Если ширина балки не позволяет прочно установить на ней штатив, то теодолит прикрепляют к подставке на кронштейне, который приваривают к закладным частям колонны, либо закрепляют струбциной, хомутом. Боковым нивелированием (см. § 79) определяют непрямолинейность рельсовой нитки и при необходимости осуществляют рихтовку. Нивелированием по головке рельсов определяют негоризонтальность всей нитки. Горизонтальность рельсов по всей длине обеспечивают подкладыванием под них стальных пластин соответствующей толщины.

Плановое положение второй нитки рельсового пути выверяют промерами от первой. Измерения производят рулеткой, предварительно компарированной на весу, высотную выверку — нивелированием, а рихтовку рельсов — подкладками.

После пробной прогонки мостового крана под нагрузкой вновь производят планово-высотную съемку пути по головкам рельсов. Смещения рельсов в результате обжатия пути устраняют дополнительной рихтовкой. Монтаж

рельсового пути завершают исполнительной планово-высотной съемкой и составлением исполнительной документации.

Для снижения трудоемкости и повышения точности разбивочных и выверочных работ при устройстве подкрановых путей применяют высокоточные визирные приборы и марки, ряд приспособлений и устройств, а также лазерные приборы. Предельная погрешность контрольных измерений не должна превышать 0,2 величины допускаемого (нормативного) отклонения конструкции от проектного положения.

§ 85. Расчеты точности и назначение допусков на геометрические сопряжения сборных конструкций зданий и сооружений

Основные положения системы допусков

При возведении зданий из сборных элементов важную роль играет точность сопряжений строительных конструкций. Отклонения конструкций от проектного положения нарушают «геометрию» и существенно снижают эксплуатационные качества зданий. В сборном строительстве разработана специальная система допусков, регламентирующая точность различных параметров, размеров, операций и т. п.

Геометрическую точность строительных параметров подразделяют на проектную и действительную.

Проектная точность характеризуется:

номинальным значением L_0 параметра, заданным в проекте;

наибольшим L_{max} и наименьшим L_{min} предельными значениями;

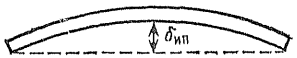
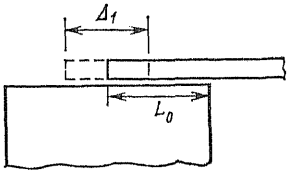
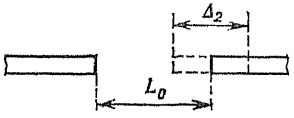
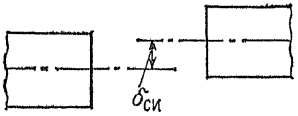
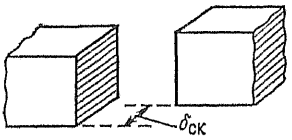
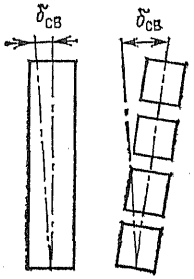
верхним $\delta^в = L_{max} - L_0$ и нижним $\delta^н = L_{min} - L_0$ предельными (допускаемыми) отклонениями;

полем допуска $\Delta = L_{max} - L_{min} = \delta^в - \delta^н$;

координатой середины поля допуска $\delta_0 = 0{,}5\,(\delta^в + \delta^н)$.

Ограничения, удовлетворяющие эксплуатационные требования к сооружениям, называют *функциональными допусками*. Характеристики наиболее распространенных видов функциональных допусков показаны в табл. 20.

Таблица 20. **Характеристики функциональных допусков**

Параметр	Графическое изображение допускаемого отклонения и поля допуска
Нелинейность элемента $\delta_{ип}$ — допускаемое отклонение от прямолинейности	
Длина опирания элемента Δ_1 — поле допуска опирания одного элемента на другой	
Зазор между элементами Δ_2 — поле допуска зазора между элементами	
Несоосность элементов $\delta_{си}$ — допускаемое смещение осей элементов	
Смещение кромок элементов $\delta_{ск}$ — допускаемое смещение кромок элементов	
Невертикальность элемента $\delta_{св}$ — допускаемое отклонение оси элемента от вертикали наклон	

Действительную точность характеризуют величиной фактического отклонения

$$\delta_i = L_i - L_0,$$

где L_i — действительный размер.

Обобщенной характеристикой группы (партии) одинаковых n действительных размеров служат:

среднее арифметическое значение $\overline{L} = \sum_1^n L_i \Big/ n$;

среднее квадратическое (стандартное) отклонение

$$m = \sqrt{\sum_1^n (L_i - \overline{L}_0)^2 \Big/ (n-1)};$$

отклонение среднего арифметического от номинального значения $\beta = \overline{L} - L_0$.

Точность технологических процессов и операций по обеспечению функциональных допусков регламентируют *технологическими допусками*. Различают четыре вида таких допусков: на изготовление, на разбивку осей, на монтаж, на контрольные измерения.

Размерные цепи

Расчет необходимой точности в строительстве производят на основе теории размерных цепей. *Размерная цепь* — это совокупность взаимосвязанных размеров (звеньев), образующих замкнутый контур. Последнее звено размерной цепи, полученное после реализации остальных размеров, называют *замыкающим размером* (*звеном*), остальные — *составляющими звеньями*. Для размерной цепи, изображенной на рис. 128, *а*, составляющими размерами являются вектора $\overline{V}_1$, $\overline{V}_2$, $\overline{V}_3$, замыкающим — вектор $\overline{W}$.

Аналитическую зависимость между размерами называют *уравнением размерной цепи*. В нашем примере

$$\overline{W} = \overline{V}_1 + \overline{V}_2 + \overline{V}_3$$

или в общем виде

$$\overline{W} = \sum_1^n \overline{V}_i.$$

При расчетах точности все размеры цепи проецируют на направления осей. Каждую из трех проекций (рис. 128, *б*) называют *линейной размерной цепью*. Урав-

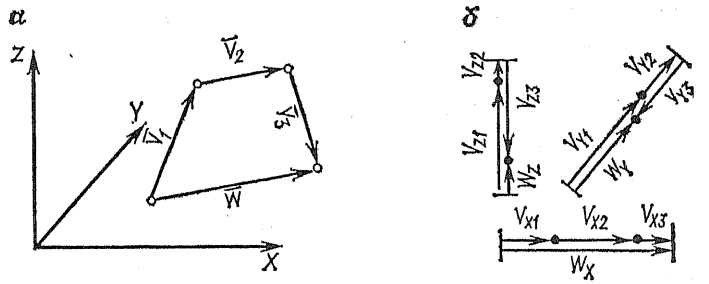


Рис. 128. Схемы размерных цепей:
а — пространственной; *б* — линейной

нение линейной размерной цепи имеет вид

$$W = \sum_1^n V_i, \tag{155}$$

где W и V_i — проекции замыкающего и составляющего размеров на направление одной из осей координат. В общем виде пространственную размерную цепь можно характеризовать тремя уравнениями вида (155).

При реализации составляющих размеров получают погрешности η_i, что приводит к возникновению погрешности ξ в замыкающем размере, следовательно

$$W + \xi = \sum_1^n (V_i + \eta_i) = \sum_1^n V_i + \sum_1^n \eta_i. \tag{156}$$

Если из (298) вычесть (297), то

$$\xi = \sum_1^n \eta_i.$$

Это выражение называют *уравнением погрешностей линейной размерной цепи.*

При расчетах точности используют обобщенные характеристики погрешностей — средние квадратические (стандартные) отклонения m. Используя формулы (19) и (20) для алгебраической суммы погрешностей, запишем

$$m_W^2 = \sum_1^n m_{V_i}^2,$$

где m_W — стандартное отклонение замыкающего размера; m_{V_i} — стандартные отклонения составляющих размеров.

Расчеты размерных цепей в строительстве

В зависимости от способа монтажа конструкций сборных сооружений размерные цепи подразделяют на контактные, свободные и цепи с неограниченным линейным компенсатором.

Контактными называют размерные цепи, в которых монтажные элементы (размеры) сопрягаются последовательно друг с другом. Так, на рис. 129, *а* показана схема контактного монтажа фундаментных блоков, каждый из которых последовательно устанавливают вплотную к предшествующему блоку. Замыкающим размером в этом случае служит общий размер фундамента L.

Уравнение размерной цепи имеет вид

$$L = l_1 + l_2 + l_3 + l_4.$$

Каждый из составляющих размеров будет сопровождаться погрешностями изготовления размера $\eta_и$ и погрешностями его монтажа $\eta_м$. Уравнение погрешностей размерной цепи можно записать в следующем виде

$$\xi = \eta_{и1} + \eta_{м1} + \eta_{и2} + \eta_{м2} + \eta_{и3} + \eta_{м3} + \eta_{и4} + \eta_{м4},$$

где ξ — погрешность замыкающего размера L.

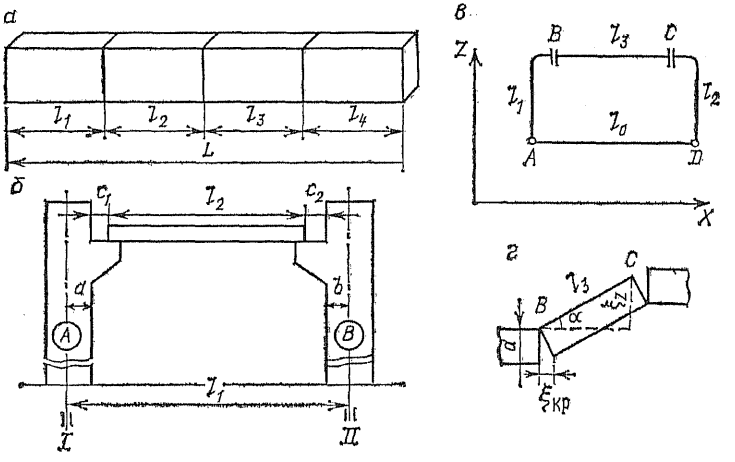


Рис. 129. Схемы размерных цепей в строительстве:

а — контактной; *б* — свободной; *в* — с неограниченным линейным компенсатором; *г* — смещение кромок сборных элементов в цепи с неограниченным компенсатором

Если все фундаментные блоки имеют одинаковые размеры и характеризуются одинаковыми стандартными погрешностями изготовления $m_{и1} = m_{и2} = m_{и3} = m_{и4} = m_и$, а монтаж их производится с одинаковой точностью $m_{м1} = m_{м2} = m_{м3} = m_{м4} = m_м$, то

$$m_L^2 = 2m_и^2 + 2m_м^2. \qquad (157)$$

Как следует из (157), с увеличением числа составляющих размеров (звеньев) резко увеличивается погрешность замыкающего размера, или, как принято говорить, происходит накопление погрешностей.

Свободными называют цепи, в которых накопление погрешностей происходит на ограниченном участке. Монтаж в этом случае производят по разбивочным осям.

На рис. 129, *б* приведена схема монтажа колонн и ригеля. Колонны *А* и *В* устанавливают на оси *I* и *II*, полученные путем отложения на перекрытиях этажа отрезка l_1, а ригель (размер l_2) укладывают на консоли колонн так, чтобы зазоры c_1 и c_2 между колоннами и ригелем были равны.

В этом случае накопление погрешностей происходит на участке, ограниченном осями *I* и *II*. Для погашения накопившихся в пределах расчетного участка погрешностей предусматривают *компенсатор*. Компенсаторами служат «нематериальные элементы» — зазоры между сборными элементами, площадки опирания одного элемента на другой и т. п. В нашем примере компенсаторами служат зазоры c_1 и c_2.

При расчетах точности свободных размерных цепей в качестве замыкающего звена выбирают компенсатор. Для упрощения задачи рассматривают линейную размерную цепь в направлении, совпадающем с направлением компенсатора. В нашем примере уравнение размерной цепи имеет вид

$$\Pi^A + a + c_1 + l_2 + c_2 + b + \Pi^B - l_1 = 0,$$

где *a* и *b* — расстояния от оси колонн *А* и *В* до наружных граней; Π^A и Π^B — проекции осей колонн *А* и *В* в верхнем сечении на ось *X* (наклон и смещение колонн с разбивочных осей *I* и *II*).

Перенося все составляющие размеры в правую часть равенства, получим

$$c_1 + c_2 = l_1 - \Pi^A - \Pi^B - a - b - l_2.$$

Рассмотрим погрешности размеров, входящих в это выражение. Погрешности замыкающих размеров (зазоров c_1 и c_2) обозначим через ξ_1 и ξ_2. Погрешность размера l_1 (расстояния между разбивочными осями *I* и *II*) — это погрешность $\eta_{ро}$ разбивки осей. Размеры проекций $П^A$ и $П^B$ имеют погрешности монтажа колонн *A* и *B* в нижнем сечении ($\eta^A_{мк}$, $\eta^B_{мк}$) и погрешности установки колонн в вертикальное положение ($\eta^A_{мв}$, $\eta^B_{мв}$). Размеры *a* и *b* — это половина ширины колонн *A* и *B*. Поэтому погрешности этих размеров можно обозначить через $0{,}5\eta^A_{ик}$ и $0{,}5\eta^A_{ик}$ (половина погрешности изготовления колонн). На размер l_2 (ригель) влияют погрешности $\eta_{ир}$ изготовления ригеля и $\eta_{мр}$ его монтажа. Тогда уравнение погрешности можно записать в следующем виде

$$\xi_1 + \xi_2 = \eta_{ро} - \eta^A_{мк} - \eta^B_{мк} - \eta^A_{мв} - \eta^B_{мв} - 0{,}5\eta^A_{ик} -$$

$$- 0{,}5\eta^B_{ик} - \eta_{ир} - \eta_{мр}.$$

Переходя к обобщенным характеристикам рассматриваемых погрешностей, необходимо учесть следующее. Погрешности замыкающих размеров можно характеризовать равными стандартными отклонениями $m_{\xi_1} = m_{\xi_2} = m_\xi$. Погрешность разбивки осей будем характеризовать величиной $m_{ро}$, погрешности монтажа колонн $m^A_{мк} = m^B_{мк} = m_{мк}$, погрешности установки колонн в вертикальное положение $m^A_{мв} = m^B_{ик} = m_{ик}$, погрешность изготовления ригеля $m_{ир}$ и погрешность монтажа ригеля $m_{мр}$.

Тогда

$$m^2_\xi + m^2_\xi = m^2_{ро} + m^2_{мк} + m^2_{мк} + m^2_{мв} + m^2_{мв} + 0{,}5^2 m^2_{ик} +$$

$$+ 0{,}5^2 m^2_{ик} + m^2_{ир} + m^2_{мр}$$

или

$$2m^2_\xi = m^2_{ро} + 2m^2_{мк} + 2m^2_{мв} + 0{,}5m^2_{ик} + m^2_{ир} + m^2_{мр}. \qquad (158)$$

Размерной цепью с неограниченным линейным компенсатором называют пространственную цепь, в которой для погашения наибольшей из составляющих его линейных погрешностей, замыкающий размер изготавливают по результатам измерений в натуре после монтажа остальных элементов цепи.

На рис. 129, *в* показана схема размерной цепи с неограниченным компенсатором в виде размера l_3. Монтаж элементов размерной цепи осуществляют в такой последовательности. От начальных точек A и D, полученных путем разбивки осей (построением отрезка l_0), устанавливают элементы l_1 и l_2, измеряют в натуре расстояние BC и монтируют изготовленный по этому промеру элемент l_3. Так как элемент l_3 изготавливается по месту, то его можно рассматривать как компенсатор погрешностей в направлении оси X. При этом величина компенсатора практически не ограничена и его принято называть *неограниченным компенсатором*.

Однако воздействие погрешностей разбивки осей $\eta^A_{\text{ро}}$, $\eta^B_{\text{ро}}$ в направлении оси Z, погрешностей изготовления $\eta_{\text{и1}}$ и $\eta_{\text{и2}}$ размеров l_1 и l_2, погрешностей монтажа этих элементов $\eta_{\text{м1}}$ и $\eta_{\text{м2}}$ приведут к развороту отрезка неограниченного компенсатора BC на величину ξ_Z. Этот разворот компенсатора приведет к смещению кромок $\xi_{\text{кр}}$ элемента в точках B и C.

Уравнение размерной цепи по определению взаимного смещения точек B и C в направлении оси координат Z имеет вид

$$\xi_Z = \eta^A_{\text{ро}} + \eta_{\text{и1}} + \eta_{\text{м1}} - \eta^B_{\text{ро}} - \eta_{\text{и2}} - \eta_{\text{м2}}.$$

Принимая для рассматриваемого примера следующие обобщенные характеристики погрешностей $m^A_{\text{ро}} = m^B_{\text{ро}} = m_{\text{ро}}$, $m_{\text{и1}} = m_{\text{и2}} = m_{\text{и}}$ и $m_{\text{м1}} = m_{\text{м2}} = m_{\text{м}}$, получим

$$m^2_Z = 2m^2_{\text{ро}} + 2m^2_{\text{и}} + 2m^2_{\text{м}}.$$

Для определения зависимости между $\xi_{\text{кр}}$ и ξ_Z воспользуемся рис. 129, *г*

$$\xi_{\text{кр}} = d \operatorname{tg} \alpha = d\,(\xi_Z/l_3),$$

где d — ширина элемента BC. В обобщенных характеристиках это выражение будет иметь вид

$$m_{\text{кр}} = d\,(m_Z/l_3),$$

где $m_{\text{кр}}$, m_Z — стандартные отклонения величин $\xi_{\text{кр}}$ и ξ_Z.

Определение собираемости и назначение допусков

Под *собираемостью* размерной цепи понимают вероятность того, что при сборке составляющих элементов без

подбора и подгонки замыкающий размер будет получен в пределах предусмотренного функционального допуска. Полной принято называть собираемость с вероятностью $P_э = 0{,}9973$. Но по экономическим и некоторым соображениям технологического характера иногда в качестве эталонной собираемости принимают значения, близкие к полной собираемости.

При расчетах точности различают прямую и обратную задачи.

В прямой задаче расчетов по известным стандартным отклонениям m_i определяют стандартное отклонение m_ξ. Для этого используют формулу типа (158), которую в общем виде можно записать так

$$m_\xi^2 = \sum_1^n m_i^2,$$

где m_i — стандартные отклонения погрешностей разбивки осей, монтажа и изготовления сборных элементов.

Для вычисления собираемости вычисляют нормированную величину погрешности, т. е. отношение функционального допускаемого отклонения δ замыкающего размера к величине стандартного отклонения m_ξ

$$t = \delta/m_\xi.$$

По нормированной величине погрешности с помощью интеграла вероятности

$$\Phi(t) = \frac{2}{\sqrt{2\pi}} \int_0^t e^{-t^2/2}\, dt$$

вычисляют вероятность P (собираемость). Для вычисления $\Phi(t)$ используют таблицы значения интеграла вероятностей, приведенные, например, в книге [10]. Полученное значение сравнивают с эталонным $P_э$. Если $P \leqslant P_э$, то необходимо изменить технологию возведения сооружения (изменить влияние стандартных отклонений на составляющие размеры).

В обратной задаче расчетов по известному функциональному допуску δ замыкающего размера определяют стандартные отклонения m_i и соответствующим образом подбирают технологию сборки элементов.

§ 86. Геодезические работы при строительстве прецизионных сооружений

Прецизионными называют сооружения, нормальная работа которых зависит от точной выверки и высокой стабильности строительных конструкций и технологического оборудования. К таким сооружениям относят линейные и кольцевые ускорители заряженных частиц, радиотехнические устройства, радиотелескопы, конвейерные линии и т. п.

В зависимости от вида и назначения объекта высокие требования могут быть предъявлены к точности установки технологического оборудования по высоте или в плане. При этом важно обеспечить высокую точность взаимного положения отдельных блоков или элементов объекта.

Ускорители заряженных частиц

Линейные и кольцевые ускорители предназначены для получения пучков заряженных частиц высоких энергий. Разогнанные до скорости, близкой к световой, частицы используются для фундаментальных научных исследований, в медицинских и других целях.

Линейные ускорители представляют собой сооружения вытянутой прямолинейной формы. Длина ускорителя определяет его энергию. Поэтому протяженность объекта может достигать значительных величин, колеблясь от десятков метров до нескольких километров.

Ускорение и фокусировка частиц происходит в последовательно расставленных вакуумных резонаторах (рис. 130). Внутри каждого резонатора помещается ряд так называемых трубок дрейфа *1*, в каждой из которых создается электромагнитное поле сложной конфигурации, фокусирующее частицы. При прохождении частиц между трубками дрейфа на них действует ускоряющее электро-

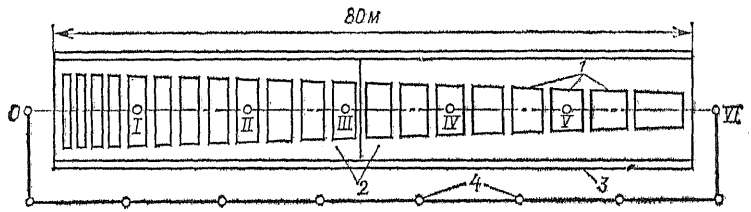


Рис. 130. Схема линейного ускорителя И-100 с монтажной геодезической сетью

магнитное поле, создаваемое в вакуумных резонаторах *2*. Вакуумные резонаторы с заключенными в них трубками дрейфа помещаются в форвакуумный кожух *3*. Для обеспечения стабильности вся система покоится на бетонных армированных фундаментах. Допустимые отклонения от продольной оси установки по высоте и в плане составляют: форвакуумного кожуха — 2 мм, вакуумного резонатора — 1,5 мм, трубок дрейфа — 0,05 мм.

Для разбивки фундаментов сооружения используют геодезическую сеть, пункты *4* которой располагают параллельно оси ускорителя — в 2—3 метрах от нее. Точность разбивки фундаментов составляет 2—3 см. После возведения бетонных оснований на них монтируют технологическое оборудование с точностью 2—3 мм относительно оси установки. Окончательную выверку резонаторов и трубок дрейфа осуществляют высокоточными створными наблюдениями и нивелированием.

На обоих концах от пунктов разбивочной основы разбивают ось ускорителя и закрепляют ее знаками *0* и *VI*. Наблюдения при установке трубок дрейфа ведут створным методом. По окончании монтажа делают исполнительную съемку, результаты которой аппроксимируются прямой линией. По уклонениям от нее осей трубок дрейфа судят о качестве их установки и соблюдении допусков.

В кольцевых ускорителях процесс ускорения частиц многократно повторяется. Энергия частиц здесь зависит от радиуса их траектории. Поэтому радиусы орбиты ускорителей на сверхвысокие энергии измеряют километрами.

Криволинейность траектории движения частиц в кольцевых ускорителях обеспечивается отклонением их магнитным полем, источником которого является кольцевой электромагнит. Он состоит из отдельных блоков, которые располагаются по замкнутой кривой, близкой к окружности. Для транспортировки частиц в процессе ускорения служит проходящая внутри блоков камера диаметром 70—100 мм, в которой поддерживается глубокий вакуум. Блоки электромагнита по своим функциям делятся на заворачивающие пучок частиц поворотные магниты и фокусирующие пучок магнитные линзы. В промежутках между блоками равномерно по всему кольцу располагаются ускоряющие станции.

Линейные и кольцевые ускорители могут объединяться в целые ускорительно-накопительные комплексы.

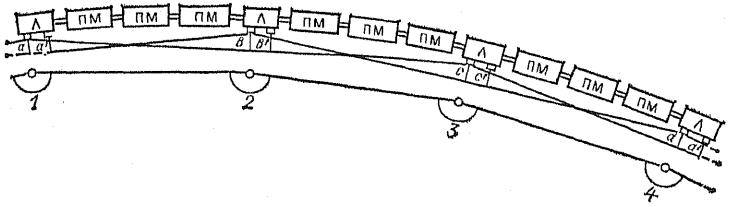


Рис. 131. Схема установки участка электромагнита кольцевого ускорителя

От точного соблюдения геометрии кольцевого электромагнита зависит устойчивое движение частиц по орбите. Наиболее важно обеспечить точное взаимное расположение магнитных линз. Ошибки установки соседних линз относительно друг друга для разных ускорителей не одинаковы. Они колеблются в пределах 0,05—0,30 мм по радиусу и по высоте. Ошибки установки поворотных магнитов относительно линз не должны превышать 1—2 мм.

Геодезическое обеспечение монтажа ускорителя подразделяется на два этапа. На первом этапе осуществляют разбивки закладных плит, фундаментов, предварительную установку оборудования. При этих работах используют пункты разбивочной сети (*1—4*), развиваемой в виде полигонометрического хода вдоль основной оси сооружения (рис. 131). Частота пунктов сети соответствует частоте магнитных линз (л). Точность измерения углов 1,5—2,0″, сторон — 0,5—2,0 мм при их длине до 50 м.

Для строительства гигантских кольцевых ускорителей дополнительно развивают высокоточную сеть, связывающую несколько точек, расположенных равномерно вблизи орбиты. Исходя из рельефа и ситуации в районе строительства, ее развивают методами полигонометрии, триангуляции, трилатерации и их комбинациями. В зависимости от выбранного метода длины сторон колеблются от 1 до 10 км. Точность измерения элементов сети должна обеспечивать погрешность положения диаметрально противоположных пунктов не более 25—50 мм.

Разбивочная сеть опирается на пункты высокоточной сети. Если ускоритель размещается в подземном тоннеле, то высокоточную сеть развивают на земной поверхности, а разбивочную — под землей.

После окончания строительства тоннеля и предварительного монтажа оборудования производят его точную

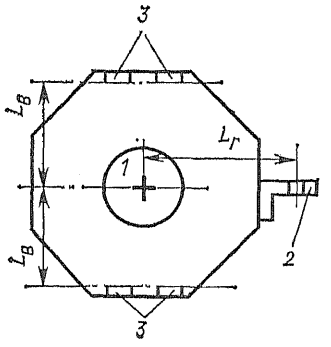


Рис. 132. Схема привязки установочных знаков и базовых поверхностей к магнитной оси фокусирующей электромагнитной линзы на ее поперечном сечении

установку. В первую очередь устанавливают магнитные линзы. Каждая линза (рис. 132) оборудована двумя специальными установочными знаками *2*, укрепленными на ее боковой поверхности. Они представляют собой кронштейны с отверстиями для центрирования геодезических приборов и приспособлений. Центры отверстий на специальном стенде с высокой степенью точности привязывают к продольной магнитной оси *1* линзы путем измерения расстояния $L_Г$. Одновременно измеряют расстояния L_B от магнитной оси до базовых поверхностей *3*, расположенных на верхней или нижней гранях линзы. Для установки линз создают высокоточную плановую сеть, которую развивают по установочным знакам.

Схема развития сети предполагает измерение нестворностей основных (*a*, *b*, *c* и т. д.) и дополнительных (*a'*, *b'*, *c'* и т. д.) установочных знаков на линзах относительно перекрывающихся створов, образуемых основными установочными знаками на соседних линзах (см. рис. 131). Одновременно измеряют расстояния между основными установочными знаками на смежных линзах.

Нестворности измеряют с помощью струнной системы и жезлов со шкалами, отсчитывая по ним с помощью микроскопов или приборов вертикального проецирования. Для измерения расстояний используют точные светодальномеры. Высокоточную высотную сеть развивают прокладкой нивелирного хода по нижним или верхним базовым поверхностям линз.

Определенное таким образом положение магнитных осей аппроксимируют теоретической кривой орбиты в плане и плоскостью орбиты по высоте, вычисляя величины необходимых подвижек магнитных линз. После выполнения подвижек измерения повторяют. Эти работы выполняют 3—4 раза. Продольную установку линз достаточно выполнить один раз.

Плановую и высотную сети геодезических знаков на выставленных линзах используют затем для установки поворотных магнитов (пм) и всех остальных элементов технологического оборудования ускорителя.

Глава 19
ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ В ГИДРОТЕХНИЧЕСКОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

§ 87. Инженерно-геодезические изыскания

Гидротехнические сооружения, объединенные условиями совместной работы, образуют комплекс, называемый гидроузлом (рис. 133). В него входят водосливная плотина *4*, повысительные подстанции *6*, здание гидроэлектростанции *3*, рыбоход *5*, судоходный путь *8*, судоходный шлюз *1*, водосброс *7* и земляная плотина *2*.

Плотина делит реку на две части: верхний и нижний бьефы. В верхнем бьефе образуется водохранилище и создается напор, равный разности уровней верхнего и нижнего бьефов. На равнинных реках строятся гравитационные плотины прямолинейного типа, удерживающие массу воды за счет собственного веса. Их напор обычно не превышает 25—30 м. Водохранилища, создаваемые при этом напоре, тем не менее затопляют обширные площади ценных земель, влияя на климат и экологию района. Поэтому предпочтительнее сооружение плотин на горных реках. Здесь сооружаются криволинейные арочные плотины, работающие как упругие арки, опирающиеся на скалистые берега. Напор арочных плотин достигает 200—300 м.

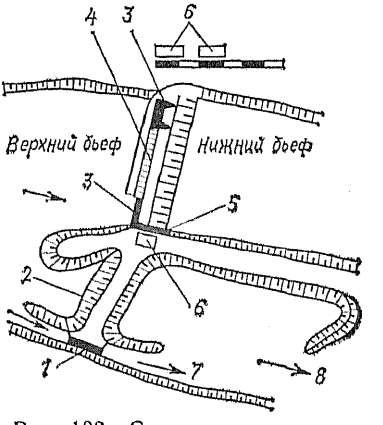


Рис. 133. Схема равнинного гидроузла

Проектирование гидросооружений ведется в две стадии: технический проект и рабочие чертежи. В отдельных случаях, при строительстве гидроузлов особо крупных размеров, двум стадиям проектирования может пред-

ществовать внестадийное проектирование. Оно имеет целью обоснование экономической целесообразности и технической возможности строительства.

Внестадийное проектирование ведется в основном по топографическим картам. Для этого достаточно использовать карты масштабов 1 : 50 000—1 : 100 000. По ним составляют продольные профили, определяют отметку нормального подпорного уровня (НПУ), т. е. такого наивысшего уровня, при котором гидроузел, включая гидроагрегаты ГЭС, работает нормально. По значению НПУ на карте определяют зону затопления, площадь и объем водохранилища. На этом этапе используют ЭВМ с заложенными в них цифровыми моделями местности.

На стадии технического проекта выполняют наибольший объем полевых инженерно-геодезических изысканий. Их проводят в течение всего периода проектирования. Поскольку объектом изысканий является река или акватория с прилегающими берегами, то геодезические измерения часто связаны с определением положения недоступных точек, находящихся под водой или на водной поверхности. В этом основная особенность изысканий под гидротехническое строительство.

При изучении гидрологического режима реки и прилегающей к ней территории геодезические работы выполняют в такой последовательности.

Создание геодезического обоснования

При проектировочных расчетах объема водохранилища, расхода воды, мощности ГЭС, зоны затопления и при выборе НПУ основное влияние на точность результатов оказывают величины отметок уровня воды в реке или в водохранилище. Поэтому основным видом работ для получения исходных данных при проектировании гидротехнических сооружений является нивелирование, а развитию и точности высотного обоснования должно быть уделено особое внимание. Согласно нормативным требованиям, на реках шириной менее 500 м по одному берегу, а на реках шириной более 500 м — по обоим берегам прокладываются магистральные нивелирные ходы с установкой постоянных реперов через 5—6 км, а временных — через 2—3 км. В качестве временных реперов используют деревянные столбы, опоры высоковольтных ЛЭП, пни деревьев. Реперы располагаются как можно ближе к водомерным постам, гидрометрическим станциям, у прито-

Таблица 21. **Требования к точности нивелирования**

Падение реки на 1 км, см	Уклон реки	μ, мм	Класс нивелирования
5	0,00 005	1,8	II
10	0,00 010	3,6	III
15	0,00 015	5,4	III
20	0,00 020	7,2	III
25	0,00 025	9,0	IV
35	0,00 025	12,6	IV
50	0,00 050	18,0	IV
60	0,00 060	21,6	Техническое

ков и речных перекатов. Постоянные реперы закладывают не менее, чем на 1 м выше отметки НПУ будущего водохранилища и самого высокого паводкового уровня. Точность прокладки магистрального нивелирного хода зависит от точности определения уклона реки для проектировочных расчетов. В табл. 21 приведены рекомендуемые значения средних квадратических погрешностей μ на 1 км магистрального хода в зависимости от уклона или падения уровня реки на 1 км длины и соответствующие этим погрешностям классы государственного нивелирования.

Топографическую съемку русла реки и поймы ведут до границы уровня высоких вод. При этом основное внимание обращают на полноту и точность промеров глубин и отображение характерных особенностей русла. Съемку береговой ситуации выполняют обобщенно. В связи с этим к точности планового обоснования предъявляют несколько пониженные требования. Обоснование строят в виде рядов триангуляции 1 разряда, полигонов светодальномерной полигонометрии, которые в последующем сгущают теодолитными ходами и микротриангуляцией. Съемочное обоснование должно обеспечивать определение положения промерных точек на плане со средней квадратической погрешностью 1,5 мм.

Составление продольного профиля

Продольный профиль представляет собой вертикальный разрез реки по линии наибольших глубин. Он служит для проектирования каскадов ГЭС или улучшения условий эксплуатации реки (судоходства, водоснабжения, лесосплава). Для составления продольного профиля измеряют уровни воды по всей реке в один момент времени.

Так как одновременное нивелирование на больших расстояниях организовать невозможно, то его выполняют на разных участках в разное время. Учесть непостоянство уровня воды в реке и привести результаты измерений к единому моменту времени позволяет система временных водомерных постов. На них в течение всего периода измерений ведут систематическое наблюдение за изменениями уровней воды в реке. Собственно нивелирование уровней воды в реке осуществляется в так называемых точках однодневной связки (ТОС), равномерно расположенных по всей длине реки между водомерными постами. Отметки кольев ТОС, забиваемых вровень с водой, определяют от близлежащих рабочих реперов, которые предварительно связывают с реперами магистральных ходов нивелированием более низкого класса, с погрешностью вдвое большей, чем ошибка магистрального хода, взятая из табл. 21. Полученные отметки рабочих уровней воды приводят к одному моменту времени путем введения поправок, называемых срезками.

Пусть в момент t отметка уровня в промежуточной точке ТОС оказалась равной $H_{\text{ТОС}}$ (рис. 134, *а*). По данным наблюдений на водомерных постах *В. п. 2* и *В. п. 3* отметки уровней на них к моменту t_0 понизились на h_2 и h_3 относительно реперов нивелирной основы. Срезка уровня в точке ТОС определится по формуле:

$$h_{\text{ТОС}} = h_2 + \frac{h_3 - h_2}{l} l_2,$$

где l — расстояние между водомерными постами, l_2 — расстояние от *В. п. 2* до ТОС. Приведенный уровень в точке ТОС на момент t_0 будет равен

$$H'_{\text{ТОС}} = H_{\text{ТОС}} + h_{\text{ТОС}}.$$

Русловые съемки

В состав русловых съемок входят промеры глубин русла реки и обобщенная съемка береговой ситуации. Промеры производится по поперечным створам, которые обычно располагаются перпендикулярно к оси потока. Расстояние между створами зависит от характера речного участка (плесы, перекаты) и от цели съемки.

При землечерпательных работах и корректуре лоцманских карт расстояния между створами при ширине реки 300—500 м составляют на плесах 150 м и на перекатах — 25—50 м. Расстояния между промерными точками по

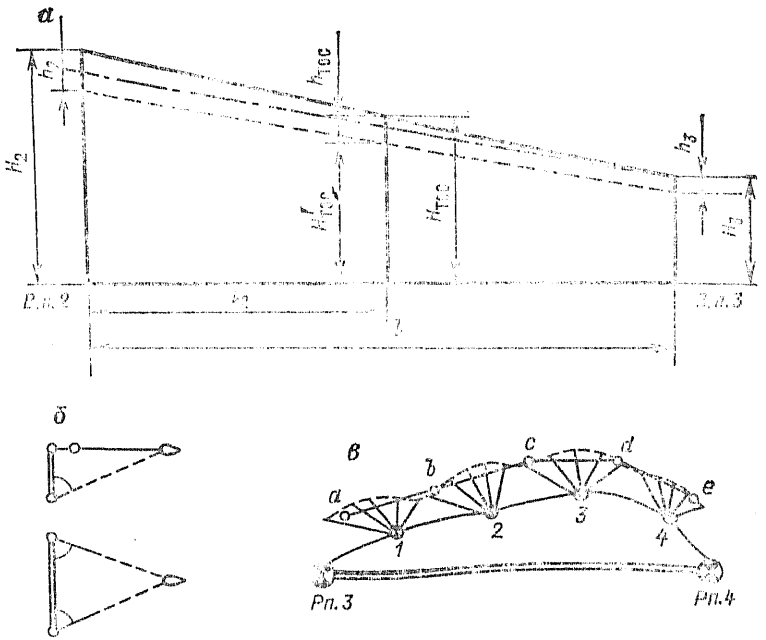


Рис. 134. Схемы геодезических работ при изысканиях гидротехнических сооружений:

а — приведение отметок уровня воды в точках ТОС к одному моменту времени; *б* — определение планового положения промерных точек одним и двумя приборами; *в* — определение на местности проектного контура водохранилища

створу должны быть не более 10 м. На реках шириной 200—300 м расстояния между поперечными створами на плесах достигают 100 м, на перекатах — 25 м, расстояния между промерными точками — до 5 м. При укладке трубопроводов через реки и строительстве мостовых переходов промеры выполняют более часто.

Простейшим средством для измерения глубины является нивелирная рейка, а при глубинах до 5—6 м — шест, размеченный на дециметровые интервалы (наметка). При глубине до 20 м и скорости течения менее 1 м/с используют ручной лот — конический груз массой 2—5 кг на размеченном шнуре. При больших скоростях течения применяют механический лот, который опускают с помощью лебедки, с фиксированием глубины погружения по счетчику оборотов вала. Более совершенным средством

промера глубин является эхолот, основанный на измерении времени t прохождения ультразвукового сигнала с поверхности воды до дна и обратно. Зная скорость v распространения ультразвука в воде, глубину h с учетом ряда поправок определяют из соотношения $h = vt/2$.

Используемыми эхолотами ПЭЛ «Кубань» можно измерить глубины от 0,2—0,4 до 20—40 м. Согласно действующим нормативам плановое положение промерных точек при скорости течения менее 2 м/с и ширине реки до 100 м определяют по натянутому тросу, при ширине от 100 до 500 м — геодезической засечкой одним теодолитом, при ширине более 500 м — засечкой двумя теодолитами (рис. 134, *б*). Промер глубины и засечка должны выполняться одновременно. При больших удалениях от берега целесообразно применение радиотехнических навигационно-геодезических средств (типа радиолага), с помощью которых положение промерных точек может быть определено с точностью 10—15 м.

Перенесение на местность проектного контура водохранилища

В стадии рабочих чертежей на территории будущего водохранилища прокладывают и закрепляют столбами, кольями или земляными холмами горизонталь затопления, соответствующую отметке НПУ. Для этого от ближайших к контуру водохранилища реперов высотного обоснования прокладывают нивелирный ход в район горизонтали затопления и одновременно вычисляют отметки связующих точек *1—4* (рис. 134, *в*). Если высота связующей точки отличается от проектной $H_{пр}$ не более чем на 1 м, то вычисляют горизонт прибора и проектный отсчет $b = ГП - H_{пр}$. Перемещая рейку по склону, находят ряд точек *a*, *b*, *c*, *d*, *e* с отсчетом *b*, соответствующим положению контура водохранилища. В зависимости от ценности отчуждаемых земель точки контура закрепляют граничными значками через 0,1—1 км. Далее нивелируют следующую связующую точку и, опираясь на нее, находят горизонталь затопления следующего участка и т. д. (см. рис. 134, *в*). Через 3—5 км ходы технического нивелирования по отбивке контура водохранилища привязывают к реперам высотной основы. По закрепленным точкам прокладывают теодолитный ход и определяют их координаты для нанесения контура на топографические карты.

§ 88. Геодезические работы при возведении гидротехнических сооружений

Строительство гидроузлов ведут в несколько этапов. В равнинных районах для строительства первой очереди часть русла реки перегораживают (рис. 135) перемычками *1*, а образовавшийся котлован *2* осушают. В нем сооружают часть плотины со специальными донными отверстиями для слива воды. Затем перемычки разрушают и строят новые, образующие котлован второй очереди, примыкающий к другому берегу и соприкасающийся с построенной частью плотины. После завершения строительства донные отверстия в плотине перекрывают и водохранилище наполняют водой. В горных районах для обнажения строительной площадки воду обычно отводят через специальные тоннели.

Геодезические работы в период строительства связаны с разбивкой главной или основной оси гидроузла *3*, а также осей и ответственных точек его элементов: агрегатов, бычков, блоков и секций плотины и т. д. Геодезическая основа, созданная в период изысканий, ни по точности, ни по густоте пунктов не соответствует этим задачам. Основой для выноса осей сооружений гидроузла и массовых разбивочных работ служит вновь созданная плановая разбивочная сеть.

Одну из сторон новой сети совмещают с главной осью сооружения и принимают ее за ось абсцисс. Сеть строят как локальную геодезическую систему со своим началом координат. Для связи с плановой основой, созданной при изысканиях, вновь создаваемая сеть имеет с ней один общий пункт и ориентирное направление.

Разбивочную сеть строят методами триангуляции, полигонометрии, трилатерации или линейно-угловыми построениями. На крупных гидроузлах длины сторон сети составляют 0,3—1,5 км, средняя квадратическая погрешность измерения углов — 1,0—1,5″, относительная погрешность наиболее ответственных сторон — 1 : 200 000—1 : 150 000. Пункты сети закрепляют трубчатыми знаками, закладываемыми в скважины и выступающими на 1,2 м над поверхностью земли. Знаки снабжены приспособлениями для быстрого центрирования, например, пластиной с тремя радиальными бороздками, пересекающимися под углом 120°. Для получения пунктов непосредственно в местах производства разбивочных работ, основную сеть

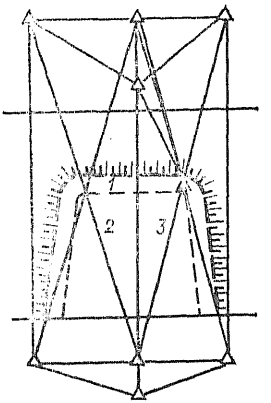
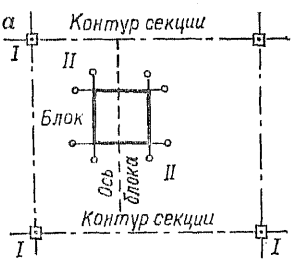


Рис. 135. Схема котлована и плановой сети гидроузла при строительстве равнинной ГЭС



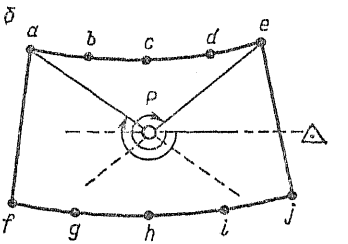


Рис. 136. Схемы разбивки бетонируемых блоков:
а — гравитационной плотины; *б* — арочной плотины

по мере развития строительства сгущают. На рис. 135 показан один из вариантов основной разбивочной сети.

Высотную разбивочную основу создают в виде сети реперов с густотой, позволяющей передать отметки на стройплощадки 2—3-мя станциями не менее чем с двух реперов. Закладываются грунтовые или скальные реперы. Точность сети должна обеспечивать разбивку бетонных сооружений по высоте со средней квадратической погрешностью не более 10 мм. Такую точность обеспечивают обычно нивелированием III и IV классов.

Разбивка бетонных блоков. Бетонный массив плотины температурно-осадочными швами конструктивно разделяют на секции. Каждую секцию в свою очередь делят на строительные блоки. Бетонирование плотины производят по блокам, на которых строят опалубку высотой до 3 м и укладывают бетон (рис. 136, *а*). Контуры секции выносят створными засечками от знаков крепления осей с точностью 5—10 мм. После выноса для контроля измеряют расстояния между угловыми точками и сравнивают их с проектными значениями.

Разбивку блоков производят по данным рабочих чертежей от угловых знаков I способом прямоугольных координат с помощью теодолита и рулетки. Так как на границах блока строят опалубку, то точки закрепляют знаками II на расстоянии 1 м от углов блока. С этих знаков перед бетонированием контролируют правильность установки опалубки. Бетонирование блоков на каждом ярусе ведут через один. После снятия опалубки бетонируют промежуточные блоки.

Арочные плотины. Современные высоконапорные арочные плотины в плане и в вертикальных сечениях имеют различную форму, описываемую сложными кривыми. Блоки арочных плотин в каждом ярусе меняют свое плановое положение. Поэтому наиболее рациональным методом разбивки является следующий. Примерно в середине блока намечают точку P и обратной засечкой на пункты разбивочной сети, расположенной по горным склонам, определяют ее координаты (рис. 136, *б*). Из рабочих чертежей по контуру блока определяют проектные координаты точек a, b, c, d и т. д. С точки P вычисляют разбивочные элементы и выносят эти точки в натуру. Средняя квадратическая погрешность определения положения точки P относительно разбивочной основы и средняя квадратическая погрешность выноса контура блока относительно точки P не должны превышать 10 мм.

Затворы плотины. Затворы располагают в пролетах между бычками плотины. Они регулируют водосброс и уровень воды в водохранилище. Большое значение для нормальной работы затворов имеет точный монтаж их закладных частей. Для контроля монтажа используют рабочие оси, построение которых ведут от оси пролета (рис. 137). Параллельно ей разбивают продольные монтажные оси *А-А* и *Б-Б*, а перпендикулярно им по обе стороны от оси каждого металлического порога — поперечные монтажные оси *а-а* и *б-б*. Измерением расстояний p_i, q_i, r_i и s_i до монтажных осей контролируют монтаж ремонтного *1* и щитового *2* пазов.

Вертикальность направляющих контролируют отвесами или теодолитом, а горизонтальность и проектные отметки порогов — нивелиром.

Разбивка судоподъемных сооружений и доков. Разбивочные работы ведут поэтапно в течение всего строительства. Поэтому геодезические работы нуждаются в постоянной разбивочной основе,

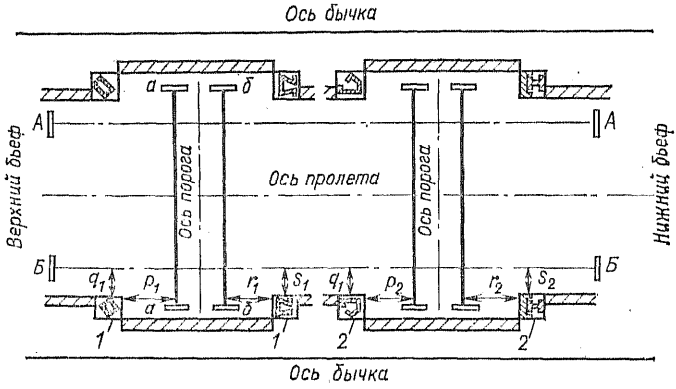


Рис. 137. Схема разбивки осей для контроля установки пазовых конструкций затвора плотины

которая в зависимости от обстоятельств создается в виде осевой сетки или в виде линейно-угловой сети.

Осевую сетку строят при сооружении судоподъемников (слипов), где обычно условия позволяют закрепить и сохранить большое число знаков. Она состоит из поперечников, перпендикулярных главной оси сооружения A-A' (рис. 138, *а*), разбитых с точностью не ниже 5 мм. Расстояния между поперечниками соответствуют размерам конструктивных элементов, а расстояние от точки A главной оси до первого поперечника определяется графически на генеральном плане.

Для доков и других объектов, сооружаемых в глубоких котлованах, более удобна локальная разбивочная основа в виде сети микротриангуляции или линейно-угловой сети (рис. 138, *б*). Точность измерения углов сети — 5″, сторон — 1 : 80 000.

В начальный период строительства ведут разработку котлованов под доковые камеры, вертикальную планировку горизонтальных и наклонных участков слипов и окружающей территории. На этом этапе на местность выносят контуры котлована, проектные отметки его дна, а также проектные отметки и уклоны оснований горизонтальных и наклонных судовозных путей слипов. Следующей стадией геодезических работ является разбивка главных и основных осей сооружений. Для поперечного слипа такими осями будут главная продольная ось A-A (рис. 138, *в*), граница подводного стапеля *1-1*, линия

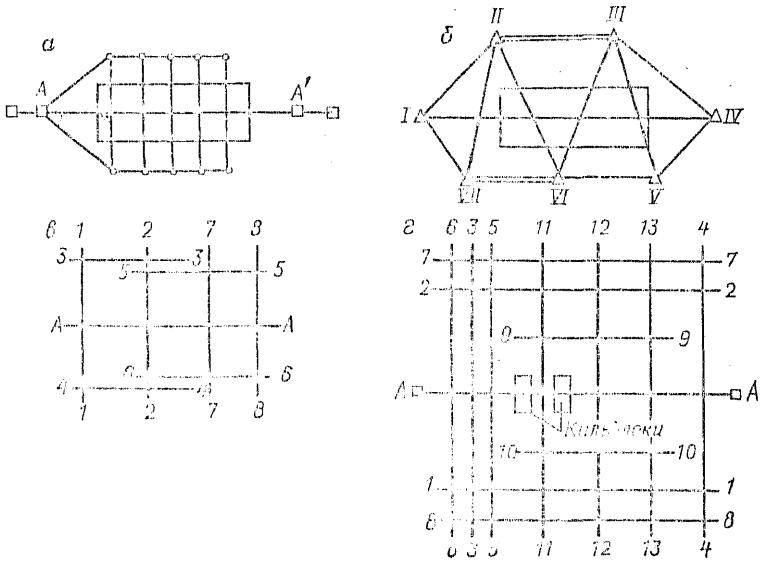


Рис. 138. Разбивка судоподъемных сооружений и доков:
а — осевая сетка; *б* — линейно-угловая сеть; *в* — оси поперечного слипа; *г* — оси дока

сопряжения наклонной и горизонтальной части слипа *2-2*, оси крайних наклонных судовозных путей *3-3* и *4-4*, оси крайних горизонтальных судовозных путей *5-5* и *6-6*, оси крайних стапельных путей *7-7* и *8-8*. Затем разбивают промежуточные оси: головок рельсов, фундаментов под оборудование и т. д., выносят их проектные отметки и уклоны.

При строительстве дока разбивают его главную продольную ось *А-А* (рис. 138, *г*), габаритные оси камеры *1-1*, *2-2*, *3-3*, *4-4*, оси порогов основного и промежуточного затворов *5-5* и *6-6*, оси подкрановых путей *7-7* и *8-8*, оси доковых опор *9-9*, *10-10* и поперечные межсекционные оси *11-11*, *12-12*, *13-13*.

Разбивка осей молов, волноломов, пирсов и причалов. Разбивочные работы при строительстве заградительных и причальных сооружений имеют особенности, обусловленные тем, что данные сооружения полностью или частично располагаются на акватории и возводятся подводным способом без применения перемычек и водоотлива. Проведение геодезических работ

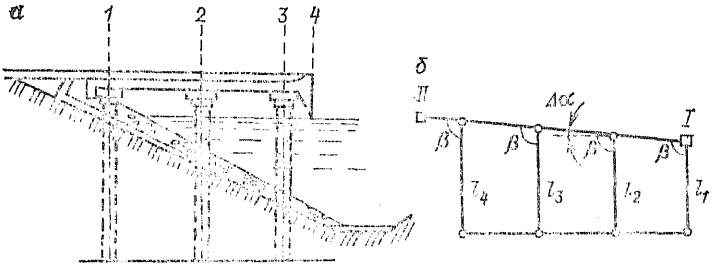


Рис. 139. [illegible]
а — схема основных осей, *б* — разбивка линии кордона

осложняется большими глубинами, волнением моря и течениями.

Для разбивочных работ используют пункты сетей триангуляции и полигонометрии 4 класса, пункты сгущающих их сетей, а также реперы нивелирных ходов III класса. Оси сооружений переносят на дно акватории с помощью плавучих знаков (буев).

При строительстве причалов типа набережных, расположенных вдоль берега (рис. 139, *а*) выносят основные оси: линию кордона *4* (линия края верхней плоскости сооружения) и оси свайных рядов *1—4*. Разбивка линии кордона ведется от створа, задаваемого двумя исходными пунктами и расположенного вдоль берега (рис. 139, *б*). При этом величина разбивочных углов остается постоянной:

$$\beta = 90^\circ + \Delta\alpha,$$

где $\Delta\alpha$ — разность дирекционных углов линии I-II и линии кордона. Расстояния *l* откладываются с помощью светодальномера или дальномера двойного изображения. Если используются мерные ленты или рулетки, то необходимо дополнительно оборудовать деревянные мостки.

У молов, волноломов, пирсов и причалов островного типа основной осью является продольная осевая линия *1—5* (рис. 140, *а*). Вынос ее производится способом угловой засечки. Оси фиксируют буями *6*, *7*, а затем переносят на сооружение по мере его возведения выше уровня воды. Если строительство причальных сооружений ведут методом кладки массивов, то для отсыпки каменной постели и установки подводных курсов массивов разбивают и закрепляют буями боевую линию *3*, т. е. фасадную ли-

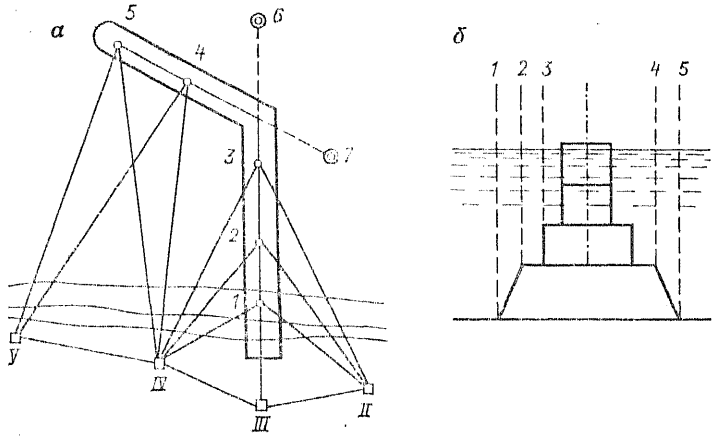


Рис. 140. Оси причальных сооружений:
а — схема разбивки осей мола; *б* — основные оси кладки массивов

нию торцов нижнего курса массивов (рис. 140, *б*) и габаритные линии *1*, *2*, *4*, *5* каменной постели.

Каналы и гидротехнические тоннели. Основными задачами геодезического обеспечения строительства канала являются перенесение на местность его оси и осей связанных с ним сооружений (шлюзов, дюкеров и т. д.), определение границ бетонных и земляных работ, передача проектных отметок на точки сооружений.

Ось канала выносят в соответствии с разбивочным чертежом, в котором даны длины участков трассы, углы ее поворота, а также дополнительные углы, намечаемые на прямолинейных участках не реже, чем через 400—500 м. Разбивку выполняют с точностью теодолитного хода (1 : 2000), протяженность которого между твердыми пунктами не должна превышать 8 км. Вынесенные характерные точки оси канала закрепляют временными знаками.

При строительстве шлюзов разбивают в натуре ось камеры и оси элементов верхней и нижней головы шлюза (рис. 141). Расстояния между поперечными осями в точках *A* и *B* должны быть выдержаны с точностью не ниже 1 : 10 000. На площадке гидроузла разбивку осей шлюза осуществляют от пунктов разбивочной основы, а на трассе канала для этого развивают сеть микротриангуляции или полигонометрии.

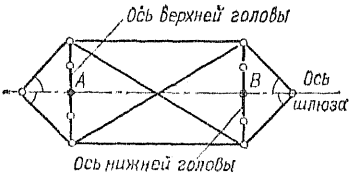


Рис. 141. Схема разбивки осей шлюза

По гидротехническим тоннелям в горных районах отводят воду из русла реки при создании котлованов для строительства плотин и доставляют воду из водохранилищ к зданиям ГЭС. Тоннели глубокого заложения сооружают через порталы. Так называют бетонные стенки, обрамляющие вход в тоннель. Работы ведут с двух порталов навстречу друг другу до сбойки тоннеля. Для ускорения строительства при длине тоннеля через 1 км с дневной поверхности до его оси сооружают вертикальные стволы или боковые штольни и от них также ведут проходку. При строительстве тоннеля переносят в натуру оси подземных сооружений, осуществляют разбивку их контуров в плане и по высоте.

Для переноса проекта тоннеля в натуру необходимо знать направление оси тоннеля, координаты и отметки его характерных точек. Для этого на плане графически определяют координаты начала и конца тоннеля, а также углов поворота трассы. Эти координаты принимают за исходные. По ним вычисляют значения дирекционных углов, углов поворота и расстояний между ними.

Перед проходкой тоннеля на поверхности вдоль его трассы создают планово-высотное обоснование в виде сети триангуляции или полигонометрии. Для строительства гидротехнических тоннелей используют геодезическое обоснование, создаваемое на площадке гидроузла для перенесения в натуру осей сооружений. Точность построений обоснования должна обеспечивать предельно допустимую несбойку встречных забоев (в см) $f_{\text{пред}} = 10\sqrt{L}$, где L — расстояние между началами проходки в км.

Высотное обоснование на поверхности создают нивелированием III и IV классов вдоль трассы тоннеля.

§ 89. Наблюдения за осадками и деформациями гидротехнических сооружений

Для своевременного выявления деформаций наиболее важных сооружений организуют геодезические наблюдения. Организация наблюдений включает составление

проекта, создание специальной геодезической сети, собственно наблюдения, обработку и анализ результатов. При составлении проекта определяют программу наблюдений, схему размещения и закладки геодезических знаков и осадочных марок, а также разрабатывают методику измерений. При этом исходят из требуемой точности определения смещений (см. § 80).

Высотные деформации (осадки) определяют геометрическим нивелированием контрольных марок, закладываемых на разных ярусах в характерных для деформаций местах: в районах осадочных и температурных швов, по углам секций, на кольцах статоров генераторов и т. п. Марки закладывают в стены на высоте визирного луча, что позволяет вместо нивелирных реек применять небольшие шкаловые реечки. Опорными знаками служат кусты из трех фундаментальных реперов, расположенных на каждом берегу на 1,5—3 км ниже створа плотины. Системой рабочих реперов, расположенных через 300—400 м, они связываются с плотиной.

По реперам и маркам сети, часть которой расположена внутри сооружений, выполняют геометрическое нивe-

Таблица 22. **Характеристики нивелирования**

Разряд	$m_{ст}$, мм	Предельное расхождение прямого и обратного ходов, мм	Объем измерений	Характеристика визирного луча, м			
				Длина	Высота над землей	Неравенство расстояний	
						на станции	в секции
1	0,08	$0{,}3\sqrt{n}$	Прямо и обратно при двух горизонтах инструмента	25—30	0,8	0,5	1,0
2	0,13	$0{,}5\sqrt{n}$	Прямо и обратно при одном горизонте инструмента	25—30	0,5	0,5	1,0
3	0,40	$1{,}2\sqrt{n}$ в замкнутом полигоне	В одном направлении при одном горизонте инструмента	40—50	0,3	1,0	1,0

Примечание: $m_{ст}$ — средняя квадратическая погрешность измерения на станции; n — число станций в ходе.

лирование 1, 2 и 3 разрядов. Его основные характеристики приведены в табл. 22.

Наряду с геометрическим нивелированием для наблюдений за осадками на гидроузлах используют системы гидростатического нивелирования. Преимуществом их является непрерывность ведения измерений, возможность их автоматизации, а также определения осадок точек в труднодоступных местах.

О горизонтальных смещениях сооружений судят по смещениям заложенных в них плановых знаков. Наблюдения за их смещениями ведут со специально оборудованных опорных знаков, положение которых контролируется с исходных знаков, закладываемые вне зоны возможных деформаций. Знаки должны иметь устройства для принудительного центрирования прибора и выступать на 1,2 м над поверхностью. Для устойчивости их закладывают в прочные породы и термостатируют. С этой целью в пробуренную скважину закладывают две соосные трубы — основную и защитную, между которыми укладывают термоизоляционный материал. Глубина заложения основной трубы должна быть не менее 3 м ниже границы промерзания грунта.

Горизонтальные смещения сооружений измеряют методами створных наблюдений, триангуляции, трилатерации, полигонометрии, созданием линейно-угловой сети, методом угловых засечек, с помощью прямых и обратных отвесов, а также комбинацией этих методов.

Створные наблюдения применяют там, где наблюдаемые точки можно расположить в створе и примерно на одном уровне. Крайние точки створа должны находиться за пределами зоны возможных деформаций. Наблюдения ведут в основном оптическим или струнным методами. В опытном порядке применяют также методы, использующие различные оптические эффекты: интерференционный, дифракционный, лазерный.

Оптический метод створных наблюдений предусматривает применение оптических приборов с минимальной ошибкой визирования: высокоточных теодолитов, алинометров. Основным недостатком оптического метода является искажение результатов действием боковой рефракции визирного луча, обусловленной температурными градиентами воздуха по линии его прохождения. Это явление особенно характерно при наблюдениях в закрытых помещениях.

Для створных наблюдений в закрытых помещениях наиболее эффективен струнный метод. Измерения отклонений от створа ведут оптическими центрировочными приборами, устанавливаемыми на створных знаках, относительно стальной струны, натянутой между крайними точками. Для уменьшения стрелы провеса струна может быть размещена на системе поплавков, поддерживающих ее по всей длине. Система поплавков и грузов позволяет применять струнный метод даже в помещениях с ломаным профилем.

Створные наблюдения, ведущиеся в потерне плотины, привязывают к измерениям на ее гребне с помощью высокоточных приборов вертикального проецирования, а также прямых и обратных отвесов через оборудованные вертикальные шахты, предусмотренные проектом специально для этих целей.

Применение трилатерации, триангуляции и линейно-угловых сетей для определения горизонтальных смещений целесообразно тогда, когда нет условий для создания створа, например, на арочных плотинах, или когда нет возможности заложить конечные точки створа в устойчивых грунтах [15]. Угловые измерения на контрольные пункты ведут с ближайших опорных пунктов, включенных в сеть триангуляции вместе с исходными пунктами, удаленными от зоны деформаций. Для контроля положения всей сети на некоторых ее пунктах измеряют ориентирные направления на удаленные точки. После обработки данных по разности координат двух циклов определяют смещения пунктов и оценивают точность их определения.

Одновременно с описанными методами может быть применен метод прямых и обратных угловых засечек. Метод прямых засечек эффективен при определении смещений большого количества точек, расположенных в труднодоступных местах: в нижней части плотины, на крутых обвалоопасных склонах. В горных районах с развитой по склонам устойчивой геодезической сетью для слежения за смещениями точек арочных плотин применяют метод обратных засечек.

Метод полигонометрии также используют для наблюдений за смещениями арочных плотин. Полигонометрический ход прокладывается по точкам, недоступным для наблюдений другими методами: в галерее плотины и прилегающих штольнях.

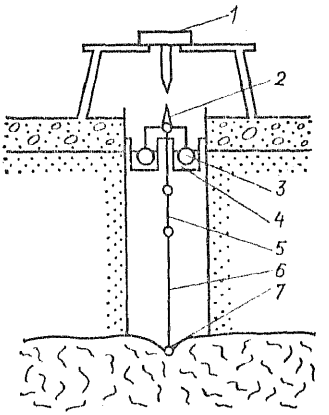


Рис. 142. Устройство обратного отвеса

Эффективным средством определения смещения основания и крена плотины являются прямые и обратные отвесы. В необходимых случаях обратные отвесы закрепляют на значительной глубине в коренных породах и они служат точками отсчета для измерения абсолютных смещений сооружения. Обратный отвес конструкции М. С. Муравьева представляет собой тонкую проволоку *6* (рис. 142), якорь *7* которой закрепляют в недеформируемом основании сооружения. Через мягкую вставку *5* верхний конец проволоки прикрепляют к кольцевому поплавку *3*, помещенному в кольцевую ванну *4* с незамерзающей жидкостью. Под действием выталкивающей силы воды на поплавок проволока натягивается, занимая постоянное вертикальное положение. Координатный знак *1*, связанный с деформируемым сооружением, служит для измерения смещений относительно штифта *2*, соосного с проволокой. Измерения относительно обратного отвеса могут вестись и на других горизонтах сооружения.

Глава 20
ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ В МЕЛИОРАТИВНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

§ 90. Сведения о мелиоративных системах

Мелиорация земель — это комплекс мероприятий по коренному улучшению природных условий участков земли и установлению оптимальных режимов их эксплуатации. Мелиоративные мероприятия подразделяют на *гидромелиоративные* — связанные с отводом вод (осушение, обвалование) или подачей воды (орошение, водоснабжение) и *агромелиоративные* — повышением водопроницаемости, влагоемкости пахотного слоя и ускорением поверхностного стока.

Для подачи воды на поливные участки строят оросительную сеть, состоящую из системы гидротехнических

сооружений, забирающих воду из источника орошения и распределяющих ее по орошаемой площади. Элементами оросительной сети являются: орошаемый участок земли, источник орошения (река, водохранилище), гидротехнические сооружения и эксплуатационные устройства, магистральный канал и распределители-каналы различных порядков (межхозяйственные, внутрихозяйственные).

При орошении водозабор из источника может происходить самотеком или с помощью насосной станции. По конструкции оросительные сети подразделяются на открытые, закрытые и комбинированные.

В открытой оросительной системе вода из источника орошения подается по магистральному каналу в межхозяйственные распределители, которые подводят воду к отдельным землепользованиям или севооборотным массивам, а затем во внутрихозяйственные — подводящие воду непосредственно к полям и поливным участкам.

Трассы каналов проектируют по границам хозяйств, полей и т. п. При этом магистральный канал проектируют по возможности прямолинейным, с наименьшим уклоном, по водораздельным линиям территории для обслуживания максимальной площади орошения. Уровень воды в канале старшего порядка должен быть на 5—10 см выше, чем в канале младшего порядка.

В закрытых оросительных системах с поливом дождеванием воду от источника орошения до поливных площадей подают по трубопроводам, заложенным в земле. Комбинированная оросительная система состоит из постоянных каналов и передвижных (иногда стационарных) трубопроводов, подающих воду в дождевальные машины. Необходимым условием эксплуатации трубопроводов является выпуск воды на зимний период.

В зависимости от характера грунта и условий местности иногда вместо каналов устраивают лотковую оросительную сеть. Бетонные или железобетонные лотки длиной 2—8 м укладывают на подготовленный грунт или опоры. При строительстве лотков на свайных или стоечных опорах положение каждой опоры в пространстве контролируется.

Осушительная сеть представляет собой систему гидротехнических сооружений, позволяющую отвести избыточную влагу от увлажненных земель с целью их хозяйственного освоения. По конструкции осушительные системы бывают закрытыми и открытыми.

В закрытых системах регулирующая сеть состоит из дрено-осушителей или закрытых собирателей и служит для удаления воды из корнеобитаемого слоя почвы. Регулирующая сеть сбрасывает поступающую в нее воду в проводящую сеть, состоящую из коллекторов и каналов различных порядков. Из проводящей сети вода поступает в магистральный канал, по которому отводится в ближайший водоприемник. Трассу магистрального канала располагают по самым низким местам осушаемой территории. Магистральный канал проектируют по возможности прямолинейным с уклоном дна в пределах 0,005—0,002.

Для защиты осушаемой территории от поверхностных и грунтовых вод, поступающих на территорию по естественному уклону, устраивают ограждающую сеть из дамб, пограничных, нагорных каналов и ловчих дрен. Основными элементами дрен являются гончарные трубки диаметром 40—300 мм и длиной 333 мм (из расчета укладки трех трубок на 1 погонный метр). Толщины трубок зависят от их диаметра и колеблются от 10 до 20 мм. Трубки укладывают на дно траншеи встык друг к другу с образованием зазора порядка 1—2 мм. Сейчас вместо гончарных используют трубки из пластиката, в которых боковые стенки имеют отверстия для приема воды.

В первый год строительства осушительной системы устраивают открытую часть проводящей и ограждающей сетей для предварительного осушения территории. Регулирующую сеть проектируют по данным дополнительных изысканий, выполненных после подготовки поверхности участка. При этом длина коллекторов не должна превышать 600 м при уклонах 0,0005 и 1000 м при бо́льших уклонах. При этих же условиях длины дрен и закрытых собирателей не должны превышать соответственно 150 и 200 м [9]. Схема расположения дрен в плане по отношению к уклону местности может быть поперечной или продольной. Дрены, чаще всего, укладывают по естественному уклону поверхности, но если уклон местности менее 0,002, то дренам придают искусственные уклоны путем заглубления устья по сравнению с вершиной.

Трассы коллекторов и дрен на местности разбивают через 20 м, закрепляя точки колышками и сторожками с соответствующими обозначениями (пикетажными наименованиями). К строительству закрытого дренажа приступают после определения высот и разбивки всей дренажной системы.

При устройстве траншей длины горизонтальных участков не должны превышать 5 м; участки с обратным уклоном не допускаются. Рытье траншей механизмами выполняют с недобором грунта порядка 5—10 см до проектных отметок с последующей ручной доработкой. Фактические отметки дна траншей могут отличаться от проектных для дрен не более чем на 1,5 см, для коллекторов — на 3 см. Контроль выполняют нивелированием дна траншей через 2—3 м при уклонах меньших 0,004 и через 5 м при бо́льших уклонах.

§ 91. Геодезические работы при изысканиях и проектировании мелиоративных систем

Мелиоративные системы проектируют в две стадии: технический проект и рабочие чертежи. При небольших мелиоративных системах проектирование выполняют в одну стадию с разработкой техно-рабочего проекта.

Составлению технического проекта предшествует комплекс работ, проводимых для разработки технико-экономического обоснования (ТЭО) строительства мелиоративной системы. Для ТЭО используют топографические карты масштабов 1 : 100 000—1 : 10 000. Если на имеющихся картографических материалах ситуация изменилась на 50 % и более, то топографические карты и планы составляют заново. В результате разработки ТЭО определяют экономическую целесообразность, техническую возможность, объемы строительных работ и стоимость строительства мелиоративной системы.

Для составления технического проекта в соответствии с «Указаниями по инженерным изысканиям для мелиоративного строительства» выполняют топографические съемки массивов орошения и осушения, площадок под плотины и гидротехнические сооружения, рек, водохранилищ и т. п. Кроме того, выполняются специальные работы по трассировке магистральных каналов, напорных трубопроводов, дамб обвалований, нагорных, проводящих и ловчих каналов, коллекторов и т. п. Если имеются планы с высотой сечения рельефа 0,5 или 1,0 м, то полевые трассировочные работы не производят. При наличии реконструируемых участков каналов, коллекторов, ручьев проводят промерные работы с разбивкой створных поперечных профилей и организуют водомерные посты. Одновре-

менно выполняют планово-высотные привязки геологических выработок, шурфов и отбивку зон затопления.

В результате полевых изысканий на стадии технического проекта составляют и сдают следующую документацию: крупномасштабный топографический план с нанесенной мелиоративной системой (трассы каналов, коллекторов и пр.); продольные и поперечные профили трассируемых каналов, коллекторов, водоприемников, трубопроводов, водоводов, дамб обвалования; копии крупномасштабных планов 1 : 500—1 : 2000 площадок под плотины, гидротехнические сооружения, напорные трубопроводы на бетонных фундаментах; копии планов чаши водохранилища в масштабах 1 : 2000—1 : 25 000; продольные и поперечные профили по створу плотины и смежных створов.

После анализа технического проекта и утверждения оптимального варианта мелиоративной системы разрабатывают рабочие чертежи. На этой стадии выполняют топографические съемки мелиорируемых территорий, площадок под гидротехнические сооружения, производственные и жилые здания, для которых на стадии технического проекта не было необходимости в съемке, а также выполняют вынос в натуру осей основных линейных сооружений мелиоративной системы с закреплением углов поворота, створных знаков, главных точек кривых деревянными столбами, трубками или металлическими уголками на бетоне. Для вертикальной планировки мелиорируемых земель производят нивелирование поверхности по квадратам. Выполняют на местности отбивку зоны затопления, если эта работа не выполнялась на стадии технического проекта.

По результатам полевых изысканий для стадии рабочих чертежей составляют и передают проектировщикам следующие материалы: топографический план участка мелиорации, на котором показаны трассы регулируемых водоприемников, каналов, коллекторов, напорных трубопроводов, водоводов, дорог и сооружений на мелиоративной сети с разбивкой пикетажа и указанием закрепительных знаков; топографические планы участков или профили, составленные по результатам нивелирования по квадратам; копии планов крупномасштабных съемок площадок под плотины, гидротехнические сооружения, полос шириной до 300 м вдоль трасс каналов и напорных трубопроводов при сложных топографических условиях;

продольные и поперечные профили регулируемых водоприемников, каналов, коллекторов, водопроводов и др.

При одностадийном проектировании к топографо-геодезическим материалам предъявляют те же требования, что и для двухстадийного проектирования.

§ 92. Геодезические работы при сооружении гидромелиоративных систем

Строительство сооружений любого назначения начинается с работ по перенесению проекта в натуру. В зависимости от требований к точности и наличия пунктов геодезической сети разбивочные элементы определяют по проектным материалам аналитическим или графическим способами.

Аналитическая подготовка исходных данных для перенесения проекта в натуру осуществляется в такой же последовательности, как и в случае выноса проекта здания. В результате аналитической подготовки составляется чертеж с указанием разбивочных элементов. В случае, когда участок местности имеет разреженную геодезическую сеть, для аналитической подготовки и выноса в натуру проекта мелиоративной системы используют способ редукций. Сущность способа заключается в следующем.

Между сохранившимися в натуре пунктами геодезического обоснования, примерно по трассе выносимого сооружения, прокладывают теодолитный ход. Углы поворота теодолитного хода закрепляют колышками. Вычисляют уравненные координаты вершин теодолитного хода. Имея проектные координаты точек запроектированного сооружения, решают обратные геодезические задачи и рассчитывают элементы редукций для полярного способа разбивки, т. е. расстояния от точек теодолитного хода до проектных точек сооружения и ориентирующие углы между сторонами теодолитного хода и направлениями на выносимые точки сооружения. Выполнив на местности разбивочные работы, закрепляют точки выносимого сооружения постоянными знаками, на которых подписывают их номера.

При работе по выносу оси трассы линейного сооружения в залесенной местности и при разреженной геодезической сети используют способ проектного теодолитного хода, суть которого сводится к следующему. На проектном

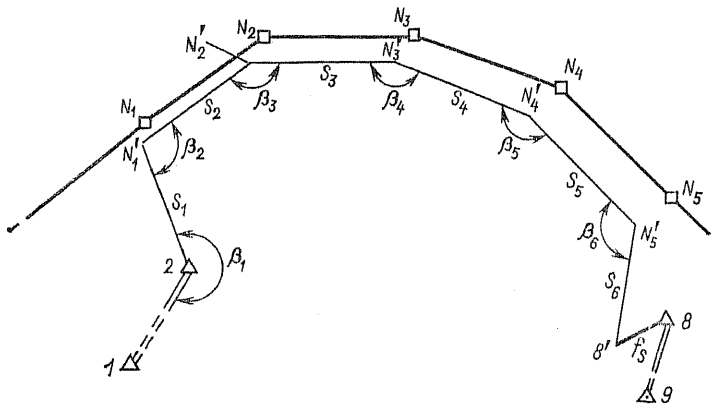


Рис. 143. Схема выноса оси трассы способом проектного теодолитного хода

плане по ломаной линии, задающей ось трассы, намечают проектный теодолитный ход, который опирается на исходные линии геодезической сети *1-2* и *8-9* (рис. 143).

Координаты точек N_1, N_2, ..., N_n, совпадающие с координатами углов поворота трассы, определяют по проектному плану. Решают обратную геодезическую задачу между точкой геодезического обоснования *2* и проектной N_1, определяют величины S_1 и β_1. Выполняют на местности разбивочные работы и находят местоположение точки N_1'. Затем решают обратную геодезическую задачу для точек N_1 и N_2 и определяют величины S_2 и β_2, по которым находят местоположение точки N_2'. Выполняя последовательно эти действия, находят на местности положения точек N_3', N_4', N_5' и *8'*. Полученные точки на местности закрепляют временно кольями. На последней точке хода N_5' после отложения расстояния S_6 и угла β_6 должны были бы получить точку *8*. Однако, из-за погрешностей построения углов β и отложения расстояний S эта точка займет положение *8'*. Величина несовпадения точек *8* и *8'* является невязкой f_S проектного теодолитного хода. Измеряют ее величину рулеткой и определяют с помощью буссоли магнитный азимут направления *8'8*. Если невязка не превышает величины $\sum S_i/1000$, то приступают к увязке теодолитного хода на местности способом параллельных линий. Для этого вычисляют поправки δN_i

в положение каждой точки хода N_i по формулам

$$\delta N_1 = \frac{f_S}{\sum S} S_1; \quad \delta N_2 = \frac{f_S}{\sum S} (S_1 + S_2) \quad \text{и т. д.}$$

Затем на местности перемещают каждую точку N_i' по направлению измеренного магнитного азимута на величину δN_i и закрепляют их постоянными знаками (столбами, трубами или уголковым железом).

Этот способ перенесения проекта в натуру особенно удобен в залесенных районах, где отсутствует прямая видимость между смежными углами поворота оси трассы сооружения. В этом способе прорубка просек осуществляется строго по трассе сооружения.

Применение способа проектного теодолитного хода связано с большим объемом подготовительных вычислительных работ по определению величин β_i и S_i. При этом определение проектных углов и расстояний целесообразно выполнять на бланке обычной ведомости вычислений координат точек теодолитного хода, заполняя его справа налево. Контролем правильности вычисления горизонтальных углов служит равенство

$$\sum_{i=1}^{n} \beta_i = \alpha_{\text{нач}} + n180^\circ - \alpha_{\text{кон}},$$

где $\alpha_{\text{нач}}$, $\alpha_{\text{кон}}$ — дирекционные углы начальной α_{2-1} и конечной α_{8-9} исходных сторон; n — число углов.

Углы β вычисляют с округлением до 1′, а длины линий — до 0,01 м при $S < 300$ м и до 0,1 м при $S > 300$ м.

При густой сети пунктов геодезического обоснования, когда расстояния до проектных точек не превышают допустимых расстояний в масштабе проектного плана, исходные данные для выпесения проекта в натуру (линии, углы) могут быть получены графическим способом. Этот способ используют также при отсутствии или утрате пунктов геодезического обоснования на участке работ. При этом в качестве исходных пунктов используют твердые контуры ситуации.

Подготовку данных для графического способа выполняют в следующей последовательности.

1. Измеряют на местности расстояния между четкими контурными точками и сравнивают их с расстояниями, определенными по плану. Если расхождения между ними

Таблица 23. **Допускаемые отклонения конструкций**

Вид отклонения	Допустимая величина отклонения
Центров опор (по верху) от оси лотка, мм	±20
Отметок опорных поверхностей свай, мм	—20
Отметок опорных поверхностей стоечных опор, мм	—10
Расстояния (по верху) между свайными опорами, мм	±10
Расстояния (по верху) между стоечными опорами, мм	±5
Свайных опор по вертикали, угл. градус	1

не превышают предельной погрешности положения контурной точки на плане (1 мм), то эти точки могут быть использованы в качестве исходных.

2. Четкие контурные точки или точки планового обоснования соединяют линиями с проектными точками и измеряют циркулем-измерителем расстояния между точками с графической точностью (0,1 мм).

3. Твердые контурные точки или точки планового обоснования соединяют между собой тонкими линиями и транспортиром дважды измеряют углы между направлениями на контурные (или планового обоснования) и проектные точки. При этом сначала нулевой отсчет транспортира совмещают с одной стороной угла, а затем — с другой. За окончательное принимают среднее значение.

В графическом способе длины линий определяют с точностью 0,1 мм в масштабе плана, а углы — порядка 7′. При этом следует учитывать степень деформации топографического плана.

При выносе в натуру дренажных систем наиболее производительным является графический способ, в котором ориентирующие углы направлений на проектные точки и расстояния до них определяются с плана.

Строительство лотковой оросительной сети начинают с перенесения на местность оси лотка. Затем с помощью теодолита и стальной рулетки размечают положения опор. В процессе установки опор и монтажа лотков ведется инструментальный контроль за положением конструкций.

Отклонения в положении конструкций лотковой оросительной сети, согласно СНиП III-45—76, не должны превышать величин, указанных в табл. 23.

Глава 21

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ СИСТЕМ ВОДОСНАБЖЕНИЯ, КАНАЛИЗАЦИИ И ТЕПЛОГАЗОСНАБЖЕНИЯ

§ 93. Геодезические работы при проектировании

Проектирование значительных по протяженности коммуникаций производится в две стадии — технический проект и рабочая документация, для небольших коммуникаций составляется техно-рабочий проект.

Изыскания разделяют на предварительные (начальные) и окончательные. Предварительные изыскания выполняют по существующим картам или планам. В табл. 24 указаны основные масштабы топографических материалов, применяемых на различных стадиях проектирования трубопроводов.

В состав предварительных изысканий входит камеральное трассирование по имеющимся картам и топопланам, фотосхемам, а также обследование местности в натуре с обязательным уточнением положения и состояния существующих подземных коммуникаций и пунктов геодезического обоснования. В этот же период решаются вопросы землеотвода для трассы.

Для поиска существующих коммуникаций широко применяют трубо- и кабелеискатели (см. § 63). Их применение эффективно на незастроенных территориях при отсутствии твердых контуров. На застроенных территориях отыскание в натуре засыпанных и заваленных

Таблица 24. **Масштабы топографических планов на различных стадиях проектирования**

Вид трубопровода	Технический проект		Рабочая документация
	Начальный период изысканий	Окончательный период изысканий	
Городские коллекторы, каналы, водопроводы и газопроводы, магистральные газопроводы	1 : 10 000÷÷1 : 5 000	1 : 2000÷÷1 : 500	1 : 1000÷÷1 : 500
Трубопроводы на территории промышленных предприятий	1 : 5 000÷÷1 : 2 000	1 : 1000÷÷1 : 500	1 : 1000÷÷1 : 500
Трубопроводы на территории внутриквартальной застройки	1 : 2 000	1 : 1000÷÷1 : 500	1 : 500

колодцев производят по указателям, установленным на стенах зданий или с помощью линейных засечек, величины которых определяют по планам прежних лет.

В окончательный период изысканий производится полевое трассирование с закреплением всех характерных точек трассы и привязкой их к местным предметам или пунктам существующей геодезической основы.

При прокладке магистральных трасс трубопроводов, проходящих вне городов и населенных пунктов, все углы поворота закрепляют столбами, закапываемыми на глубину 1,2—1,3 м. В некоторых случаях для закрепления используют металлические трубы диаметром 30—50 мм. Между угловыми знаками через 300—500 м устанавливают створные знаки аналогичной конструкции. Для того, чтобы в процессе строительства можно было бы восстанавливать положение этих знаков, их привязывают к местным предметам или дополнительным знакам, расположенным в стороне от трассы.

При полевом трассировании расстояния измеряют стальными лентами или оптическими дальномерами дважды, разности двойных измерений не должны превышать 1 : 2000. Для более надежного контроля целесообразно применять землемерную ленту для разбивки пикетажа и дальномер для измерения расстояний между углами поворота. Угловые измерения выполняют теодолитом Т30, одним приемом. Измерение превышений производят нивелирами Н-3. Для напорных магистральных трубопроводов в отдельных случаях применяют тригонометрическое нивелирование с измерением вертикальных углов теодолитом Т5. В процессе полевого трассирования производят съемку полосы шириной 40 м.

В местах переходов через препятствия производят дополнительную съемку в масштабах 1 : 1000÷1 : 500. При пересечении рек производят промеры глубин, определяют высший исторический горизонт (ВИГ). Целесообразно по обе стороны препятствия закрепить положение трассы 2-3 твердыми пунктами и иметь с каждой стороны по реперу. Съемка в местах переходов ведется методами поперечников или тахеометрическим способом. В горных районах применяют фототеодолитную съемку.

При изысканиях подземных коммуникаций на территориях городов и жилых поселков положение основных точек трассы привязывают к существующим зданиям, колодцам, осветительным столбам и т. п. Вдоль трассы

закладывают реперы для напорных трубопроводов через 1—2 км, а для самотечных — через 0,1—1,0 км. В последнем случае участок трассы, ограниченный двумя смотровыми колодцами, обеспечивается высотными отметками с одной-двух постановок нивелира. Высоты реперов, предназначенных для строительства самотечных трубопроводов при уклонах меньше 0,001, определяют нивелированием III класса, в остальных случаях — IV класса.

Если предполагается сооружение подземных коммуникаций закрытым способом в виде коммунальных тоннелей большого сечения, то создают специальное плановое обоснование. Как правило, для таких тоннелей вдоль трассы прокладывают ход полигонометрии I или II разряда.

По окончании изысканий и проектирования составляют следующие графические документы: план трассы подземной коммуникации в масштабах 1 : 5000÷1 : 10 000 для магистральных трубопроводов, прокладываемых вне городов и населенных пунктов, для прочих — в масштабах 1 : 500÷1 : 2000; продольный профиль трассы с горизонтальным масштабом, равным масштабу плана и вертикальным — в 10 раз крупнее; поперечные профили в масштабах 1 : 100÷1 : 200; чертежи на отдельные сооружения, камеры, колодцы, насосные станции, очистные сооружения и т. п.

В процессе проектирования составляют разбивочные чертежи для перенесения проекта в натуру. В качестве основы для составления разбивочного чертежа используют план трассы, на котором показывают разбивочные элементы для перенесения в натуру всех камер, колодцев, компенсаторов тепловых сетей, насосных станций, проходных и полупроходных тоннелей и т. п.

В пределах застроенной части вынос в натуру трассы производится посредством промеров от твердых контуров зданий, опор ЛЭП, существующих колодцев и т. п., на незастроенной территории — от геодезических пунктов. Наиболее часто применяют метод линейных засечек. При этом длины откладываемых линий не должны превышать длины рулетки (20—30 м). Разбивочные данные определяют графически.

На незастроенной части перенос проекта в натуру выполняют от пунктов геодезического обоснования. Разбивочные данные получают графически посредством измерения на генплане разбивочных углов транспортиром

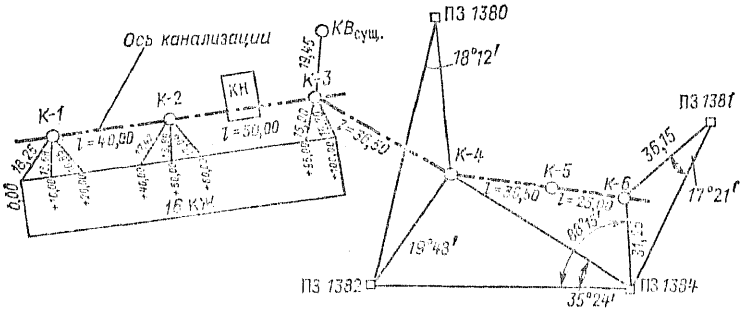


Рис. 144. Разбивочный чертеж трассы трубопровода

и линий — с помощью поперечного масштаба (или аналитически из решения обратных геодезических задач (см. § 69).

При составлении разбивочного чертежа предусматривают проведение переноса каждого колодца с последующим контролем. Например, при использовании метода линейных засечек определяют три засечки, при методе прямой угловой засечки — три направления, при полярном методе — две засечки и т. д.

На рис. 144 показан разбивочный чертеж участка канализационного коллектора между колодцами *К-1* и *К-6*. На застроенной части от *К-1* до *К-3* перенесение проекта осуществляют от существующего здания и водонапорного колодца ($КВ_{сущ}$), на остальной части — от знаков городской полигонометрии, причем местоположение *К-4* определяется прямой угловой засечкой, а *К-6* — полярным способом.

Перенос трассы в натуру указанными способами выполняется в соответствии с § 69. При этом разбивают все поворотные колодцы. Расстояния откладывают рулеткой, а разбивочные углы строят теодолитом Т30 при КП и КЛ.

Если разбивочные данные получены графически, величина допустимых расхождений в положении поворотных колодцев (сторона треугольника погрешностей), расстояние между точками при двух полярных засечках не должна превышать $3m$, где m — точность масштаба исходного генерального плана. За окончательное положение колодца принимают центр тяжести треугольника погрешностей или, в случае полярного способа, среднее из двух положений точки.

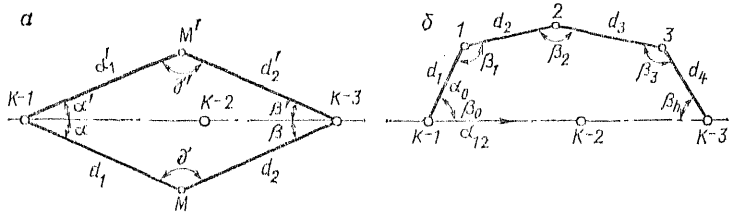


Рис. 145. Схема определения направления створа через препятствие между колодцами методами:

а — вспомогательного треугольника; *б* — вспомогательного теодолитного хода

Промежуточные колодцы должны располагаться на одной прямой с соседними поворотными колодцами. Поэтому обычно их положение выносят в натуру створным способом. Например, положение *К-5* намечают в створе колодцев *4* и *6*, откладывая проектное расстояние между колодцами *4* и *5*.

Если между поворотными колодцами отсутствует прямая видимость, то для определения направления створа применяют метод вспомогательного треугольника. На разбивочном чертеже (см. рис. 144) отсутствует видимость между *К-1* и *К-3*, так как в створе находится одноэтажное нежилое здание. Чтобы определить направление створа, в стороне от трассы закладывают вспомогательную точку M, с которой есть видимость на *К-1* и *К-3* (рис. 145, *а*), измеряют угол γ и расстояния d_1, d_2. Расстояния между колодцами d_3, углы α и β вычисляют по формулам

$$d_3 = \sqrt{d_1^2 + d_2^2 - 2d_1d_2};$$

$$\sin\alpha = (d_2/d_3)\sin\gamma;$$

$$\sin\beta = (d_1/d_3)\sin\gamma.$$

Для контроля закладывают вторую вспомогательную точку M', повторяют аналогичные измерения и находят углы α' и β'. Расхождения значений углов α и α', β и β' не должны превышать $2'$. Вспомогательные точки следует располагать по возможности ближе к створу с таким расчетом, чтобы углы α и β не превышали 15°.

Если не удается выбрать одну вспомогательную точку для определения положения створа, то целесообразно проложить вспомогательный теодолитный ход через точки *1*, *2*, *3* (рис. 145, *б*). В этом ходе измеряют углы β_1, β_2, β_3 и расстояния d_1, d_2, d_3, d_4.

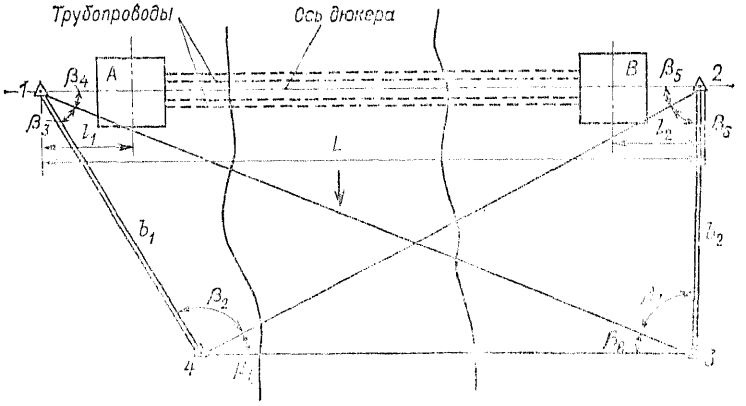


Рис. 146. Геодезическая основа при строительстве дюкера

Далее задаются условными координатами колодца X_{K-1} и Y_{K-1}, а также условным дирекционным углом α_0, и вычисляют условные координаты колодца *К-3* по формулам

$$X_{K-3} = X_{K-1} + \sum \Delta X; \quad Y_{K-3} = Y_{K-1} + \sum \Delta Y.$$

Решая обратную геодезическую задачу, между *К-1* и *К-3* находят условный дирекционный угол α_{1-2} и разбивочный угол β:

$$\operatorname{tg} \alpha_{12} = \frac{\sum \Delta Y}{\sum \Delta X}; \quad \beta = \alpha_{12} - \alpha_0.$$

Для контроля прокладывают второй вспомогательный ход и получают разбивочный угол β'.

В качестве контроля переноса всей трассы в натуру измеряют расстояния между поворотными колодцами.

При изысканиях подводных трубопроводов (дюкеров) возникает необходимость в создании специальной геодезической основы, которая предназначена для определения расстояния между камерами *А* и *В*, расположенными на берегах реки (рис. 146) и для задания оси дюкера в процессе разработки подводной траншеи и укладки на дно труб.

Для этого на берегах реки закладывают геодезические пункты *1*, *2*, *3*, *4*. Пункты *1* и *2* располагают на оси дюкера. Измеряют углы β_1, β_2, ..., β_8 и два базиса b_1 и b_2. Решая по теореме синусов $\triangle$ 1 2 4 и $\triangle$ 1 3 2, дважды

вычисляют расстояние L между пунктами *1* и *2*, за окончательное значение принимают среднее

$$L_1 = b_2 \frac{\sin \beta_7}{\sin \beta_4}; \quad L_2 = b_1 \frac{\sin \beta_2}{\sin \beta_5}; \quad L = (1/2)(L_1 + L_2).$$

Искомое расстояние будет равно $AB = L - (l_1 + l_2)$. Значительно проще данная задача может быть решена, если использовать для определения L современные светодальномеры.

§ 94. Геодезические работы при строительстве

Состав геодезических работ и способы измерений, выполняемых в период строительства трубопроводов, в значительной степени зависят от принятого способа сооружения и организации работ. Различают открытые способы, при которых трубы укладывают в траншеях, и закрытые, когда трубы помещают в футлярах или тоннелях.

При строительстве открытым способом геодезические работы выполняются в такой последовательности: подготовительные работы, разбивка траншеи, установка визирок для контроля земляных работ и укладки труб, текущий геодезический контроль правильности укладки труб и устройства лотков в колодцах и камерах.

В процессе выполнения подготовительных работ необходимо проверить отметки лотков и труб в существующих колодцах, к которым примыкает трасса. Если фактические отметки отличаются от указанных в проекте на величину, большую 10 мм, то нобходимо поставить об этом в известность проектную организацию для внесения необходимых изменений в рабочие чертежи.

Траншеи для укладки труб выполняют с откосами и с вертикальными стенками. В первом случае на местности через каждые 5—10 м закрепляют ось траншеи и границы верхней и нижней бровки. На рис. 147, *а* верхние бровки A и B, нижние — a и b. На проектных чертежах по организации работ указывают ширину траншеи понизу — d_0 и крутизну откоса $1 : m$.

Величину крутизны откоса задают в зависимости от состава горных пород и средней глубины траншеи. Крутизну откоса характеризуют дробью $1 : m = 1 : (d/h)$, где d — горизонтальное проложение от нижней бровки до верхней, h — глубина траншеи. Поскольку в разных местах глубина траншеи меняется в зависимости от

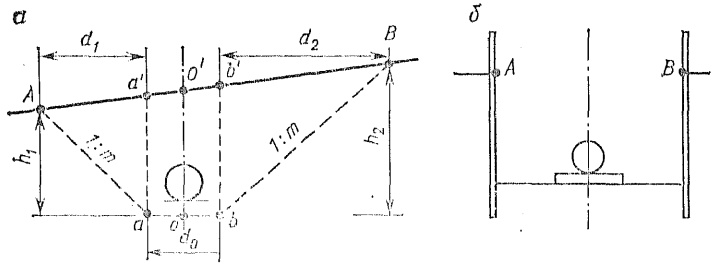


Рис. 147. Схемы открытых способов строительства трубопроводов:
а — в траншее с откосами; *б* — в траншее с вертикальными стенами

рельефа и уклона трубопровода, величину d_i рассчитывают по формуле $d_i = mh_i$.

На местности через 5—10 м закрепляют кольями точки, аналогичные точкам A, a', o', b', B, откладывая рулеткой соответствующие отрезки от оси.

При разбивке траншей с вертикальными стенками рис. 147, *б*, на местности аналогично закрепляют оси траншей и грани свай A и B. Контроль за разработкой грунта по высоте осуществляют с помощью визирок. В начале и в конце контролируемого участка устанавливают постоянные визирки A и B (рис. 148, *а*), высоту которых задают такой, чтобы при установке низа ходовой визирки C на проектную высоту все три визирки были на одной прямой, параллельной дну траншеи или оси укладываемого трубопровода.

Установку постоянных визирок осуществляют, когда начата разработка грунта и снят его верхний слой. В местах установки постоянных визирок забивают колья *1*, (рис. 148, *б*), к которым горизонтально прибивают доску *2*.

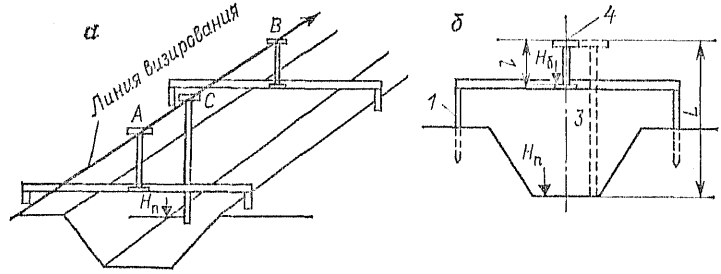


Рис. 148. Применение визирок:
а — контроль дна траншеи; *б* — установка постоянных визирок

К доске прикрепляют небольшой деревянный брусок *3*, на верх которого ставится постоянная визирка *4*.

Предварительно назначают удобную для работы длину ходовой визирки L; подготавливают места для установки постоянных визирок, проводят нивелирование брусков *3*, вычисляют длину постоянных визирок, изготавливают и закрепляют их на брусках.

Длину постоянных визирок l, определяют по результатам нивелирования всех брусков по формуле

$$l = L - (H_б - H_п),$$

где L — длина ходовой визирки; $H_б$ — отметка верха деревянного бруска; $H_п$ — проектная отметка для траншеи, взятая с проектного профиля.

Для контроля выполняют нивелирование от двух рабочих реперов. В процессе работы постоянные визирки могут изменить свое положение, поэтому необходимо контролировать их положение не реже одного раза в неделю. Визирки для земляных работ устанавливают через 50—70 м. Положение траншеи в плане при разработке грунта контролируют на глаз по отвесам, укрепленным под постоянной визиркой или по струне, натягиваемой вдоль траншеи.

Перед укладкой труб проверяют дно траншеи или верха подготовки, на которую в последующем укладывают трубы. Для этого по дну через 5—10 м производят контрольное нивелирование. Для напорных и самотечных трубопроводов с уклоном больше 0,003 достаточно проверить положение дна траншеи ходовой визиркой. При устройстве самотечных трубопроводов для укладки труб по высоте визирки следует устанавливать чаще чем при производстве земляных работ.

Расстояния между постоянными визирками зависят от уклонов, которые следует соблюдать при укладке самотечных трубопроводов:

Уклон трубопровода, %	3	5	10	15
Расстояние между постоянными визирками, м . .	10	15	30	50

Для напорных трубопроводов количество визирок можно не увеличивать, ограничиваясь проверкой их высотного положения. Для трубопроводов с уклонами меньше 3 ‰ укладку труб целесообразно контролировать нивелиром.

В процессе укладки труб необходимо осуществлять контроль положения визирок и при этом контролировать

положение уложенных труб через 5 м. Такой контроль осуществляют не реже одного-двух раз в неделю.

В настоящее время все большее распространение при строительстве подземных коммуникаций получают лазерные приборы. С помощью лазерных визиров вдоль трассы трубопровода создают опорную линию, параллельную проектной оси трубопровода. Глубина разрабатываемой траншеи при этом контролируется рейкой, по которой берется отсчет по лазерному пятну. Как показывает практика, производительность труда значительно повышается, если на рабочем механизме землеройной машины (роторного эскаватора) устанавливают экран на определенном расстоянии от режущей кромки. В этом случае машинист экскаватора может самостоятельно, беря отсчет по лазерному пятну на экране, определять глубину траншеи.

В период укладки труб лазерный луч целесообразно пропускать внутри трубопровода, совмещая его с проектной осью. Внутри трубы устанавливают реечку с рисками или перекрестиями фиксирующими ось. По положению лазерного пятна судят об отклонении трубы.

В связи с тем, что прокладка подземных коммуникаций в траншеях часто крайне затруднена, всю трассу или отдельные ее участки могут сооружать закрытыми способами: продавливанием в грунт, проколом, щитовым способом. Первые два способа применяют при пересечении трассой препятствий: железных дорог, зданий и т. п., третий — в основном в городах при прокладках вдоль улиц с целью сохранения дорожного покрытия.

При продавливании и проколе в котловане устанавливают систему из гидравлических домкратов *1* (рис. 149, *а*), посредством которых продавливают трубу *5* до выхода ее в другой котлован. При щитовой проходке сооружают тоннель с помощью специального механизма — щита. Внутри него монтируется обделка (крепление) тоннеля (см. рис. 150, *а*).

Строительные работы начинают с сооружения рабочего котлована или, в случае щитовой проходки, двух шахт. Положение котлованов и шахт задается в проекте организации работ. После разбивки этих сооружений на поверхности закрепляют направление проходки.

При непосредственной видимости (см. рис. 149, *а*) устанавливают теодолит *2* на оси будущего рабочего котлована (шахты), а на оси другого — веху *6*. Полученный створ

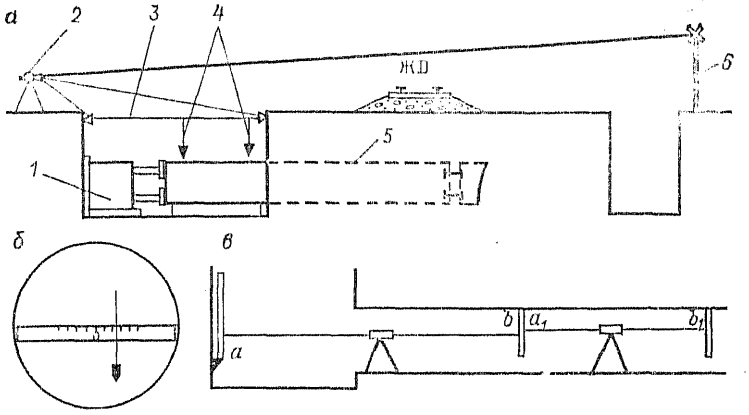


Рис. 149. Продавливание трубопровода:
а — общая схема; *б* — определение положения ножевого звена; *в* — нивелирование свода трубопровода

закрепляют пунктами, расположенными за пределами земляных работ. Когда непосредственная видимость отсутствует, применяют метод вспомогательного треугольника или прокладывают вспомогательный теодолитный ход (см. § 93).

Направление проходки закрепляют на верхней раме крепления специальными гвоздями, а в случае металлического крепления приваривают пластинки, на которых делают запилы.

Направление на горизонт проходки передают при помощи створа двух отвесов *4*, продливая этот створ «на глаз» или по струне. Если имеется видимость с точки установки теодолита на горизонт проходки, направление передают теодолитом вниз при двух кругах (аналогично передаче осей методом наклонного визирования). При глубине шахт до 30 м применяют «свободные отвесы», при больших глубинах погружают грузы в сосуды с водой или с маслом.

При продавливании трубопроводов большого диаметра на дне котлована монтируют направляющие различных конструкций. Для их монтажа на крепление (с двух сторон) выносят положение оси трубопровода. Между этими точками натягивают струну *3*, от которой контролируют положение направляющих при помощи рейки. От этой же струны устанавливают батареи гидравлических домкратов и другое оборудование. В процессе продавливания трубо-

провода осуществляют систематический контроль за его положением в плане и по высоте.

Следует иметь в виду, что отклонение трубопровода может происходить по следующим причинам: неодинаковой плотности пород, неправильной установки звеньев в направляющих, неравномерного действия домкратов, непараллельности оси домкратов оси проходки, уплотнении осыпающейся породы в нижней части ведущего звена, неточной стыковки отдельных звеньев, в результате осадки трубопровода из-за собственного веса.

В отдельных случаях оказывается возможным прогнозировать отклонения трубопровода, используя опыт продавливания в аналогичных условиях. При наличии такой возможности целесообразно задавать трубопроводу первоначальный уклон в котловане, отличный от проектного. При продавливании трубопровода большого диаметра и большой протяженности переднее звено снабжается ножевой секцией.

Для корректировки положения трубопровода в процессе продавливания нож может скрепляться с передним звеном посредством специального анкерного устройства, состоящего из тяг и натяжных муфт. При этом изменение положения ножа производится домкратами, установленными по периметру ножевого кольца.

При изменении направления продавливания ослабляют анкерное крепление, посредством выдвижения штоков домкратов изменяют положение ножа на нужную величину и между основанием ножа и торцом переднего звена укладывают металлические прокладки.

Положение переднего звена в плане определяют следующим образом: опускают в котлован два отвеса, задающие направление продавливания; в переднем звене устанавливают горизонтальную реечку с сантиметровыми делениями; над реечкой, вешением на себя, на глаз выставляют отвес и берут отсчет (рис. 149, *б*), характеризующий уклонение трубопровода в данном месте. В некоторых случаях отклонение в плане определяют, беря отсчет по реечке с помощью теодолита, который устанавливают в котловане.

В трубопроводах непроходимых сечений, в случае прокола, определение положения в плане осуществляют по наблюдениям за положением светящейся визирной цели, устанавливаемой в ножевой части. В этом случае удобно применять визирную цель в виде пластинки

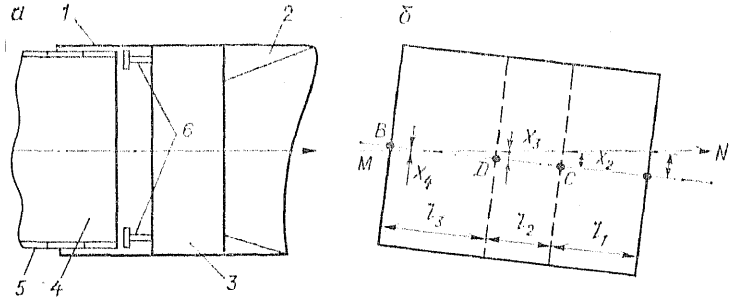


Рис. 150. Щитовая проходка тоннелей:
а — продольный разрез проходческого щита; *б* — определение положения щита

с прорезью, за которой прикреплена электрическая лампа.

В проходных трубопроводах положение по высоте определяют посредством периодического нивелирования. Для этого применяют нивелиры Н-3 и рейки длиной 1 м. Нивелируют точки, расположенные через 5 м в своде трубопровода. При этом реечку устанавливают нулем вверх. В этом случае формулы для вычислений превышений и высот отличны от обычных.

Если задняя рейка, установленная на исходном репере в котловане, стоит нулем вниз, а последняя нулем вверх (рис. 149, *в*), то превышение вычисляют по формуле $h = a - b$, где a — отсчет по задней рейке; b — отсчет по передней рейке. Если обе рейки установлены нулями вверх, превышение определяют по формуле $h = b_1 - a_1$.

В городах подземные трубопроводы часто укладывают в тоннелях, которые проходят (сооружают) с помощью щитов малых диаметров. На рис. 150, *а* схематично показан продольный разрез щита. Щит состоит из цилиндрической оболочки *1*, ножевой части *2* и хвостовой части *4*. Между ножевой и хвостовой частью расположено опорное кольцо *3*, на котором установлены гидравлические домкраты *6*. В хвостовой части собирают обделку (крепление) тоннеля *5*, состоящую из железобетонных или керамических блоков. В ножевой части производят разработку породы, после чего щит перемещается вперед, упираясь домкратами в готовую обделку тоннеля. После продвижения собирают очередную часть тоннеля. В настоящее время широко применяют механизированные щиты, в которых разработка породы осуществляется с помощью специальных режущих устройств.

Основной задачей, решаемой методами геодезии при щитовой проходке тоннеля, является определение положения щита в плане и по высоте относительно проектной оси.

Для тоннелей длиной до 100 м направление проходки задают по створу двух отвесов, опущенных в шахту подобно тому, как это делается при продавливании. При этом отвесы в тоннеле устанавливают на «глаз». При проходке тоннелей большой длины применяют инструментальные методы ориентирования: метод соединительного треугольника, гироскопического ориентирования. Для тоннелей малых сечений направление проходки закрепляют в своде маркшейдерскими гвоздями через 5—10 м.

При строительстве тоннелей большой протяженности возникает необходимость в создании подземного геодезического обоснования в виде полигонометрии. В процессе строительства вдоль тоннеля прокладывают подземный полигонометрический ход со сторонами 25—50 м. По координатам точек этого хода вычисляют разбивочные элементы для перенесения в натуру оси тоннеля.

На рис. 150, *б* показаны контуры щита в плане, ось тоннеля MN, ось щита AB. В данном случае нож щита сместился относительно оси тоннеля на величину X_1, а хвост — на X_4. Для того чтобы определить положение щита, необходимо знать значения X_1 и X_4. Однако их нельзя измерить непосредственно, так как хвостовая часть закрыта обделкой тоннеля, а ножевая находится в породе. Поэтому определяют вспомогательные величины X_2 и X_3. Используя расстояния l_1, l_2, l_3, вычисляют искомые величины X_1 и X_4:

$$X_1 = X_2 + (X_2 - X_3)\,(l_1/l_2);$$
$$X_4 = X_3 - (X_2 - X_3)\,(l_3/l_2).$$

Щиты малого диаметра используют при сооружении тоннелей для прокладки трубопроводов. Для определения положения щита в плане часто применяют горизонтальную рейку с отвесом, как при продавливании.

Положение щита в плане определяют следующим образом. В точке D устанавливают горизонтальную рейку с делениями, над ней устанавливают отвес в створе отвесов, закрепляющих направление проходки, и отсчитывают величину X_3. Аналогичные измерения выполняют

в точке C, определяя величину X_2; по X_2 и X_3 вычисляют отклонения щита X_1 и X_4.

Положение щита в профиле определяют при помощи двух визирок, которые устанавливают в тоннеле (в своде) на точках, отметки которых получены посредством нивелирования. На щите при этом устанавливают вертикальную рейку, по которой отсчитывают «на глаз» его отклонение от проекта.

Кроме того, определяют продольный уклон щита при помощи отвеса или уровня с винтом. При определении положения щита подобными методами расстояние до него от ближайшего отвеса или визирки не должно превышать 15 м. Это расстояние может быть увеличено до 40—50 м, если вместо визирок и отвесов применять специальные сигналы, выполненные в виде металлических пластин с прорезями. За задним сигналом устанавливают лампу с красным стеклом. Расстояние между сигналами принимают равным 20—25 м. Сигналы устанавливают таким образом, чтобы их прорези совпадали с осью тоннеля.

В последнее время все большее распространение получают лазерные методы определения положения щита. Применение этих методов значительно сокращает время производства геодезических измерений. В качестве приборов, задающих проектную ось, можно использовать лазерные визиры, которые устанавливают в шахте. Положение щита относительно оси в плане и по высоте определяют посредством приемных устройств, выполненных в виде прямоугольных матриц, содержащих светочувствительные элементы. Известны случаи применения устройств в виде линейных матриц, вращающихся вокруг горизонтальной оси.

В первом случае в точках C и D (см. рис. 150, *б*) подвешивают специальные пластины, на которых установлены светочувствительные элементы. Количество таких элементов на пластине может быть от нескольких десятков до нескольких сотен. Каждый элемент имеет свой код, значения которого характеризуют его смещение относительно начала координат (рис. 151, *а*). Так, кодовые числа ΔS и ΔH для элемента A характеризуют его смещения в плане и в профиле. Если лазерный луч засветит элемент, то машинист щита увидит на специальном табло эти смещения.

При использовании линейных матриц светочувствительные элементы устанавливают на линейные (рис. 151, *б*).

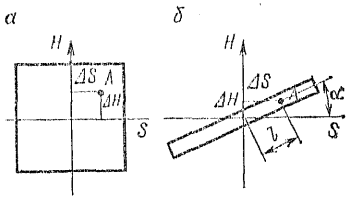


Рис. 151. Схема определения положения проходческого щита по лазеру с помощью матрицы: *а* — прямоугольной; *б* — линейной

Код в этом случае показывает расстояние элемента от начала координат — l. Линейная матрица вращается электромотором вокруг оси, совпадающей с началом координат, при этом автоматически отсчитывается угол α. Если лазерный луч засветит элемент A, смещения будут равны

$$\Delta S = l \cos \alpha; \quad \Delta H = l \sin \alpha.$$

Значения ΔS и ΔH могут быть получены с помощью ЭВМ, входящей в систему определения положения щита.

Геодезические работы при строительстве тепловых узлов, очистных сооружений, насосных станций, водонапорных башен выполняют аналогично работам при строительстве гражданских и промышленных зданий и сооружений.

Некоторые особенности характерны для строительства фундаментов насосных станций в водонасыщенных грунтах кессонным способом. Обычно кессонные фундаменты выполняют в виде цилиндров (рис. 152, *а*, *б*), которые бетонируют на площадке, а затем погружают до проектной высоты. При погружении в кессон *2* нагнетают сжатый воздух. Кессон опускается под действием собственной массы. Через шлюзовую камеру *1* в кессон опускается бригада рабочих.

В результате неравномерной разработки грунта и его неодинаковой плотности в процессе погружения возможен крен кессона. В задачу геодезических измерений входит определение величин этого крена с целью его последующего устранения. Для этого на верхней крышке кессона до его погружения устанавливают четыре репера *1—4*, на одной высоте (рис. 152, *б*).

В качестве реперов используют болты, ввинчивающиеся в специальный корпус, укрепленный на верхней крышке кессона (рис. 152, *в*). Реперы, после их закрепления, нивелируют и в процессе работы завинчивают до такого положения, чтобы они находились на одной высоте. При опускании кессона реперы периодически нивe-

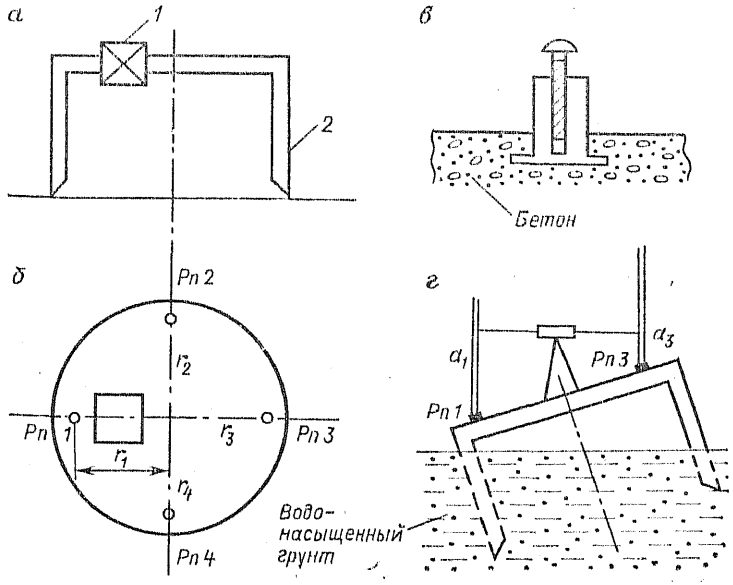


Рис. 152. Устройство фундаментов кессонным способом:
а — разрез кессона; *б* — план расположения реперов; *в* — конструкция репера; *г* — определение крена кессона

лируют (рис. 154, *г*) и по разностям отсчетов определяют крен кессона по двум взаимно перпендикулярным направлениям

$$K_1 = \frac{a_1 - a_3}{r_1 + r_3}; \quad K_2 = \frac{a_2 - a_4}{r_2 + r_4},$$

где r_2, r_2 — расстояния от соответствующих реперов до центра кессона; a_1, a_2 — отсчеты по рейке. Крен исправляют, выбирая грунт с соответствующей стороны.

§ 95. Исполнительные съемки

Целью этого вида работ является получение исполнительных чертежей сооружений водоснабжения, канализации и теплогазоснабжения. Как правило, исполнительные чертежи составлят в тех же масштабах, что и соответствующие им проектные рабочие чертежи. Исполнительные чертежи, составленные на основании материалов съемки, являются основной частью документации, которая предъявляется при сдаче законченного объекта заказчику. Исполнительные съемки выполняют в процессе строительства, начиная их сразу после завершения

земляных работ и завершая после засыпки траншей и благоустройства территории.

При этом плановое положение подземных коммуникаций и сооружений определяют на застроенной территории от твердых контуров методами линейной засечки, перпендикуляров, створных засечек. Рекомендуется, чтобы измеренные расстояния от твердых контуров до определяемых точек не превышали длины мерного прибора (20—30 м).

В тех случаях, когда подземные коммуникации проложены на незастроенных территориях, их положение определяют от точек разбивочной геодезической основы. Чаще всего используют полярный метод, метод прямой угловой засечки. Координаты колодцев, камер, точек поворота трасс вычисляют и заносят в специальный каталог, подлежащий сдаче заказчику. Часто в процессе строительства пункты разбивочной основы бывают уничтожены. Тогда для исполнительной съемки прокладывают специальные теодолитные ходы.

Длины таких ходов не должны превышать при съемке в масштабе 1 : 500 — 0,8 км, при съемке 1 : 1000 — 1, 2 км. Длины сторон теодолитного хода не должны быть меньше 20 м и больше 350 м. Относительные невязки не должны превышать 1 : 2000. Углы в таких ходах измеряют теодолитами Т30 одним полным приемом, расстояния — лентами, рулетками или оптическими дальномерами.

Высотное положение подземных коммуникаций определяют геометрическим нивелированием от строительных реперов, реперов городской или государственной сети. Расстояния от нивелира до реек не должны превышать 150 м. Предельные погрешности в положении трассы подземной коммуникации, ее элементов, а также отдельных сооружений, относительно ближайших твердых контуров или пунктов геодезической основы, не должны превышать в плане 0,15 м и по высоте 1 см для канализационных коллекторов с диаметром труб более 600 мм и 2 см по высоте — для канализационных трубопроводов меньшего диаметра и других видов трубопроводов.

При сдаче самотечных трубопроводов заказчик, как правило, совместно с представителем строительной организации выполняет нивелирование лотков колодцев и проверяет соответствие фактических уклонов труб их значениям, указанным в исполнительных чертежах.

Исполнительной съемке подлежат следующие объекты. *Канализация и дренаж*: трассы магистральных каналов,

коллекторов, уличных и дворовых сетей; места присоединения сетей; колодцы и камеры; выпуски. *Водопроводные сети*: трассы водоводов, магистральных водопроводов, распределительных и дворовых сетей; колодцы. *Тепловые сети*: трассы магистральных теплопроводов, распределительных сетей; камеры; компенсаторы. *Газовые сети*: трассы магистральных газопроводов распределительных сетей; колодцы.

В процессе съемки всех видов инженерных сетей определяют размеры колодцев, высоты верха люка, лотков, верха труб, диаметр труб, материал, из которого они изготовлены, положение центра люка относительно оси трубопровода. Для водопроводов определяют положение стыков труб. При исполнительной съемке тепловой сети определяют положение стенок каналов относительно осей трубопровода, размеры каналов.

По результатам произведенных измерений составляют следующие документы:

план трассы, нанесенный на оригинал топографического плана;

исполнительный профиль, на котором показывают все колодцы и камеры, пикеты, уклоны, высоты лотков или верха труб для напорных трубопроводов, высоты поверхности, материалы труб и их диаметры;

схемы теодолитных и нивелирных ходов;

каталоги координат и высот колодцев, камер, вершин углов поворота;

исполнительные чертежи колодцев, камер, каналов, тоннелей с указаниями фактических размеров.

Раздел VI
ОРГАНИЗАЦИЯ И ТЕХНИКА БЕЗОПАСНОСТИ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ

Глава 22
ОРГАНИЗАЦИЯ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

§ 96. Организация геодезической службы

Геодезические работы на городских территориях выполняются геодезическими службами (отделами), организованными при главных архитекторах городов. На эти службы возложены следующие обязанности:

составление и ведение оперативного плана застройки, регистрационного плана расположения подземных коммуникаций и атласа инженерно-геологических выработок;

выдача разрешений на топографо-геодезические работы и инженерно-геологические изыскания на территории города и пригородной зоны; планирование, учет и техническая приемка этих работ;

регистрация и хранение топографо-геодезических и инженерно-геологических материалов;

организация охраны, ремонта и восстановления геодезических знаков на территории города и пригородной зоны;

отвод земельных участков, вынос в натуру красных линий застройки и другие работы по регулированию текущего строительства в городе.

Геодезические службы города выполняют работу по учету, систематизации и хранению всех геодезических и топографических материалов на территории города; составляют каталоги координат пунктов триангуляции, полигонометрии и съемочного обоснования, каталоги высот пунктов нивелирной сети; ведут картограммы геодезической изученности городской территории.

Обеспечение проектных организаций всеми необходимыми топографическими и геодезическими материалами осуществляется проектно-изыскательскими организациями и трестами инженерно-строительных изысканий.

В проектно-изыскательских организациях для этих целей создаются отделы инженерных изысканий, в которые входит геодезическая служба. В отдельных проектно-изыскательских организациях геодезическая служба выделяется в самостоятельный отдел с подчинением отраслевому заместителю главного инженера. В крупных проектно-изыскательских институтах организуют специальные бюро комплексных изысканий (БКИ), которые состоят из геодезического, геологического, геофизического и других изыскательских отделов. Для выполнения полевых работ отделы комплектуют комплексные или специализированные экспедиции (отряды, партии). Сами отделы состоят из специализированных подразделений (секторов, групп).

Организационная структура трестов инженерных изысканий установлена с учетом сложившихся условий и принятой технологии производства изысканий. В основном в трестах действуют две схемы построения производствен-

ных отделов. По одной схеме производственные отделы специализированы по видам выполняемых работ: топографо-геодезический, инженерной геологии и т. д. По другой схеме они организованы по принципу комплексной специализации — комплексного выполнения всех видов изыскательских работ на объектах для определенного вида строительства. Например, один отдел выполняет все виды изыскательских работ для гражданского строительства, другой — для промышленного строительства и т. д. В каждом отделе имеются постоянно действующие специализированные или комплексно-специализированные экспедиции. Руководство отделом обеспечивается его начальником и главным инженером. Партии и отряды в отделах формируются по принципу комплексной специализации. Крупные тресты имеют отделения — филиалы, организуемые в обслуживаемых трестом крупных экономических районах. Координация производственной деятельности подразделений треста возложена на производственно-диспетчерский отдел треста, который является аппаратом главного инженера. Он обеспечивает равномерную загрузку производственных подразделений, рациональную расстановку кадров и техники на изысканиях, осуществляет сбор и систематизацию оперативных диспетчерских данных по производству изыскательских работ. Техническую политику треста осуществляет технический отдел, в состав которого входят главные специалисты по всем специальностям. Техническому отделу подчинен архив, библиотека, лаборатория механики грунтов.

При проведении изыскательских работ в настоящее время широко применяются различные механизмы и приборы. В этих условиях большое значение приобретают вопросы правильной эксплуатации оборудования и организации своевременного и качественного ремонта. Для выполнения этих работ в проектно-изыскательских организациях и трестах организуются буровая и ремонтно-механическая службы. В ведении ремонтно-механических служб находятся также транспортные средства.

Разбивочные работы по перенесению проекта в натуру производятся геодезическими подразделениями, входящими в состав строительных организаций. Крупные сооружения строят специализированные строительно-монтажные тресты, которые разделяются на строительные управления и строительные участки.

Основной задачей геодезическо-маркшейдерской службы в строительно-монтажных организациях является производство комплекса геодезическо-маркшейдерских работ, обеспечивающих точное соответствие проекту возводимых в натуре предприятий, зданий и сооружений, а также осуществление геодезического контроля за процессом строительства.

Геодезическая служба строительной организации осуществляет:

приемку от заказчика топографической и геодезической документации на объекты строительства, закрепленных в натуре опорных сетей, главных осей зданий, трасс инженерных коммуникаций и строительной сетки;

приемку (совместно с техническим отделом) генпланов, стройгенпланов, рабочих и разбивочных чертежей объектов, конструкций и их элементов и т. д., проверку геометрических размеров, координат и высотных отметок в рабочих чертежах и т. п.;

составление проектов производства геодезическо-маркшейдерских работ для объектов строительства и согласование проектов организации строительства и геодезических работ для объектов, по которым данные документы выполнены проектными организациями;

производство основных геодезических работ в развитие и дополнение опорной геодезической сети и строительной сетки для стройплощадки, выполненных заказчиком, а также повторных периодических инструментальных наблюдений с целью контроля за точностью положения пунктов и знаков геодезической сети в районе строительства;

наблюдение за сохранностью всех геодезических пунктов и знаков, учет, организацию ремонта и восстановления их в период строительства, а также замену пунктов и знаков, подлежащих уничтожению, с определением их нового планового и высотного положения, в районе стройплощадки;

производство геодезических разбивочных работ;

инструментальный контроль за правильностью производства строительно-монтажных работ в соответствии с проектами, строительными нормами и правилами;

организацию и производство инструментальных геодезических наблюдений за деформациями земной поверхности, зданий и сооружений в процессе строительства, если это предусмотрено проектом;

ведение оперативного генерального геодезическо-маркшейдерского плана строительной площадки;

составление технических отчетов о выполненных геодезических работах за период строительства.

При подземном, шахтном и других специальных видах строительства обязанности геодезическо-маркшейдерских служб несколько расширяются, а точность работ увеличивается.

Геодезическая служба строительно-монтажных организаций несет ответственность за правильность всех разбивочных работ. Она возглавляется главным геодезистом или главным маркшейдером, который, в свою очередь, подчиняется главному инженеру строительно-монтажной организации. Необходимо отметить, что типовые несложные детальные разбивки, связанные с геометрическим обеспечением отдельных строительно-монтажных операций с соблюдением точностных требований СНиП, должны выполнять линейные работники, прорабы и мастера.

Геодезическая служба выполняет исполнительные съемки установленных строительных конструкций, участвует в приемке скрытых работ, определяет объемы земляных работ и другие виды контрольных измерений. Руководство строительной организации должно следить за планомерной и равномерной загрузкой геодезической службы. Если при эксплуатации объектов приходится регулярно выполнять геодезические работы, то на этих объектах создаются специализированные геодезические службы в виде секторов, отделов или лабораторий, в зависимости от структуры данного предприятия.

В строительных министерствах и главных управлениях по строительству создаются геодезические службы, возглавляемые главным геодезистом. Главный геодезист подчиняется начальнику Главного технического управления.

Геодезические службы министерств осуществляют контроль за деятельностью геодезических служб строительно-монтажных организаций, организуют разработку нормативных документов по геодезическим работам в соответствии с общесоюзными нормами и правилами по этим вопросам, организуют повышение квалификации кадров геодезистов на соответствующих курсах, выполняют техническое и методическое руководство геодезическими службами строительно-монтажных организаций и т. д.

§ 97. Планирование и финансирование инженерно-геодезических работ

Инженерно-геодезические работы являются составной частью комплексных изысканий, проектирования и строительства сооружения и планируются совместно с другими видами изыскательских и строительных работ.

Производство инженерно-геодезических работ проектно-изыскательской организацией или трестом инженерных изысканий осуществляется на основе утвержденного вышестоящей организацией государственного годового плана, который включает в себя: тематический план, план по труду, финансовый план, смету затрат на производство, план собственного капитального строительства, план капитального ремонта.

На основании заявок проектных институтов и других организаций, с учетом переходящих объектов, плановый отдел составляет проект тематического плана изыскательских работ и проект плана по труду, которые утверждаются в вышестоящей организации.

На основании утвержденного тематического плана плановый отдел изыскательской организации оформляет в установленном порядке договоры с заказчиками. Финансирование инженерно-геодезических работ может происходить из различных источников: за счет государственного плана капитальных вложений, нецентрализованных средств, государственного бюджета, эксплуатационных средств заказчика.

Изыскательские работы, заказываемые изыскательской организации главным управлением, отделом министерства, ведомства, исполкомом Совета депутатов трудящихся, которые являются распорядителями средств, и в непосредственном подчинении которых находится данная организация, выполняются этой организацией на основании наряд-заказа. Наряд-заказы выдаются изыскательской организацией подчиненным ей филиалам и отделениям по отдельным работам, подлежащим выполнению этой организацией.

В договоре указываются срок и стоимость выполнения работ, а в тех случаях, когда выполнение предусмотренных договорами работ выходит за пределы календарного года, в договоре указываются также объемы и стоимость работ первого года.

К договору прилагаются, в качестве его неотъемлемой части: смета на предусмотренные договором работы, справки заказчика об обеспечении финансирования этих работ, сроки представления заказчиком исходных данных и программа работ с приложением графика сроков выполнения отдельных этапов. Если требуется, то прилагается документ об особых условиях выполнения работ. В необходимых случаях организации, заключившие между собой договор, в развитие и уточнение его заключают между собой дополнительные соглашения. Организация-исполнитель обязана принимать непосредственное участие в работе заказчика по подготовке задания на проектирование или изыскательские работы. Участие исполнителя в этой работе осуществляется на основании гарантийного письма заказчика.

Стоимость проектных и изыскательских работ, подлежащих выполнению на основании договора, дополнительного соглашения или наряд-заказа, определяется сметами, составленными по действующему «Справочнику укрупненных показателей стоимости проектных и изыскательских работ» * и в соответствии с «Инструкцией о порядке составления смет на выполнение проектных и изыскательских работ». Стоимость работ, цены на которые не приведены в справочнике, определяются путем составления расчетов стоимости на проектные, изыскательские и инженерно-геодезические работы в строительстве. Такие расчеты стоимости составляются на основе исчисления основной заработной платы работников производственного персонала проектной, изыскательской или строительной организации, определяемой в соответствии с необходимыми затратами времени по каждой из категорий работников производственного персонала по действующим в данной организации тарифным ставкам и должностным окладам этих работников.

Полная стоимость проектных, изыскательских или инженерно-геодезических работ определяется путем добавления к исчисленной указанным образом основной заработной плате производственного персонала премий и других доплат, предусмотренных действующим законодательством, прочих прямых затрат, накладных расходов и плановых накоплений в размерах, установленных номенклатурой и нормами прямых затрат и накладных расходов на проектные и изыскательские работы.

* М.: Стройиздат, 1982.

На основе годового плана в проектно-изыскательской организации или тресте инженерных изысканий ведется планирование по кварталам и по месяцам для производственных подразделений.

При планировании учитываются планы внедрения новой техники, уделяется внимание изобретательской и рационализаторской деятельности.

Глава 23
ТЕХНИКА БЕЗОПАСНОСТИ ПРИ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТАХ

§ 98. Техника безопасности при топографо-геодезических изысканиях

При инженерных изысканиях топографо-геодезические работы выполняются в различных условиях: на территории городов, населенных пунктов, в незаселенных, лесных или открытых территориях, на станциях железных дорог, действующих промышленных предприятиях и т. д.

При геодезических работах в условиях степной, лесной, заболоченной, горной, малонаселенной местности причинами несчастных случаев часто оказываются естественные природные факторы, такие как недостаточное количество или полное отсутствие ориентиров, непригодная для передвижения земная поверхность, значительные уклоны местности, непогода, наводнения, отсутствие воды, пожары и т. п. Для предупреждения несчастных случаев и травм в инструкциях приведены рекомендации по передвижению на местности; способы поиска заблудившихся; правила по переправам через реки и водоемы; правила организации полевого лагеря, подъема на сигналы, пожарной безопасности, заготовки леса для постройки геодезических знаков, рубки просек и визирок; правила работы в зимнее время; допустимая величина переносимых грузов; сведения о профилактических прививках, санитарии и гигиене полевых работников, сведения о спецодежде и многое другое.

В условиях населенных мест и промышленных предприятий на первый план, как источник несчастных случаев, выходит созданная человеком обстановка: в частности, возможность поражения электрическим током подземных и воздушных электросетей, отравление газом при обследовании и съемке колодцев и коллекторов подземных

сетей, несчастные случаи при работе на действующих железнодорожных мостах, происшествия, связанные с транспортом — автомобильным или железнодорожным. Опыт показывает, что несчастные случаи на полевых геодезических работах связаны с незнанием условий производства работ и плохой дисциплиной труда, с игнорированием правил по технике безопасности. Принимать на работу лиц, состояние здоровья которых не соответствует данным условиям работы, запрещается.

Все инженерно-технические работники и рабочие изыскательских подразделений, как вновь принятые, так и переведенные на другую работу, а также зачисленные учениками, должны пройти инструктаж по технике безопасности — вводный и на рабочем месте. Повторный инструктаж по технике безопасности всех рабочих должен проводиться не реже одного раза в полугодие.

При внедрении новых технологических процессов, методов труда, новых видов оборудования, машин и механизмов, а также при введении новых правил и инструкций по технике безопасности с рабочими должен быть проведен дополнительный инструктаж.

§ 99. Техника безопасности при выполнении разбивочных работ

В проектной документации сооружения безопасные условия труда учитываются уже на стадии составления его технико-экономического обоснования (ТЭО). В ТЭО при указании мер по технике безопасности и производственной санитарии подлежат также решению и вопросы технической эстетики, направленные на создание наиболее благоприятной среды, окружающей человека в процессе профессионального труда.

При выполнении геодезических разбивочных работ соблюдаются правила техники безопасности строительства. Опасность производственного травматизма определяется в зависимости от рабочего места геодезиста на данном производстве. На земляных работах следят за крутизной откосов и правильным креплением стенок, избегают подкопов. Во избежание обвалов нельзя производить геодезические работы в глубоких котлованах вблизи нависших стенок, на краю незакрепленных крутых откосов и т. д.

Особые меры предосторожности необходимо принимать при установке грунтовых знаков вблизи действующих

кабелей. В зимнее время при обогреве грунта электротоком линейные измерения необходимо вести весьма осторожно, с тем, чтобы не допустить касания ленты или рулетки арматуры, находящейся под напряжением.

При разбивке и исполнительной съемке опалубки и закладных частей фундаментов во избежание несчастных случаев не разрешается ходить по арматуре, переходить с опалубки на опалубку по распоркам и т. д. Для измерений и переходов устраивают мостики и деревянные настилы.

Выполняя геодезические работы под эстакадами, на первых этажах зданий и т. д., принимают меры к тому, чтобы строительные работы на верхних этажах были приостановлены или были сделаны защитные присособления, предохраняющие наблюдателя и рабочих от падающих сверху предметов и материалов.

Запрещается работать около открытых глубоких шахт, колодцев и т. п.

На всей территории строительной площадки предусматриваются: безопасная ширина проездов и рабочих проходов, устройство мостков и переходов через канавы, траншеи, временные водопроводы, места обогрева работающих в зимнее время, бытовые помещения, санитарно-гигиенические устройства и др. Зоны, опасные для движения, должны быть огорожены.

При геодезических работах на железнодорожных путях и автомобильной дороге с двух сторон выставляют сигнальщиков для наблюдений за движением. Переезды оборудуются световой сигнализацией, а при интенсивном железнодорожном движении — шлагбаумами.

Перед началом работ необходимо тщательно проверить места, где возможно появление вредного газа, в том числе колодцы и шурфы. Для работы в таких местах один рабочий должен находиться вне опасной зоны и следить за безопасностью работы других. Работающих в опасной зоне необходимо обеспечить противогазами, соответствующими химическому составу данного газа. При неожиданном появлении вредного газа в опасных местах следует немедленно прекратить работу и вывести всех до полного удаления газа. При исполнительной съемке колодцев действующих подземных трубопроводов необходимо предварительно убедиться в отсутствии в них опасных газовых скоплений.

Вокруг строящейся трубы устанавливают огражденную зону, доступ в которую разрешается только в строго определенных местах — проходах и проездах, для чего выставляют предупредительные знаки. Вокруг подъемников должна устанавливаться охранная зона с радиусом действия примерно 7—10 м. Чтобы защитить работающих от ранения при случайном падении предметов со строящегося здания, места загрузки подъемников ограждают навесами.

Если на строительном участке имеются подземные коммуникации — электрический кабель, газопроводы, высоконапорные трубопроводы, — земляные работы проводят под надзором представителей организаций, эксплуатирующих названные устройства. В этом случае трассы кабелей и трубопроводов должны на местности обозначаться вешками. К геодезическим работам в таких местах допускаются только лица, прошедшие специальный инструктаж.

При геодезических измерениях в зоне взрывных работ геодезист должен пройти специальный инструктаж. Особо строгие правила соблюдаются при геодезических работах в кессонных камерах с большим давлением.

При строительстве тоннелей и метрополитенов работы должны осуществляться в соответствии с проектами организации работ (ПОР), а также с действующими техническими условиями и правилами безопасности. На рабочем месте геодезиста не должно быть нависающих кусков породы. Необходимо обеспечить исправность крепления, ограждение движущихся частей механизмов, безопасность проходов, достаточную освещенность рабочих мест и их вентиляцию. При проведении геодезических работ в тоннеле другие работы на данном участке прекращаются. Все работники должны быть снабжены: касками, предохранительными поясами, спецодеждой и другими средствами индивидуальной защиты. На время взрывных работ в период проходки горных выработок прекращаются все работы и всех людей выводят из шахты.

Работы на открытых карьерах характеризуются наличием большого количества техники. Это вносит свою специфику в работу геодезиста.

При гидротехническом строительстве, кроме общих правил техники безопасности в строительстве [19], необходимо соблюдать ряд других, специфических правил. Так как при гидротехническом строительстве приходится

работать на крутых склонах, для работы на склонах не допускаются лица, не прошедшие альпинистской подготовки по установленной для данного района программе. При работе на крутых склонах обязательна самостраховка и страховка вторым лицом. На границе опасной зоны выставляют охранение. На склонах, где возможны камнепады, устраивают специальные ловушки для камней.

Нельзя проводить топографо-геодезические работы вдоль склонов, когда на более верхних отметках этих склонов ведутся земляные работы.

§ 100. Техника безопасности выполнения геодезических работ при монтаже строительных конструкций и оборудования

При разработке проекта организации строительно-монтажных работ решают вопросы последовательности, интенсивности и безопасности выполнения работ, распределения машин и оборудования по территории строительной площадки.

Отдельно составляется проект производства монтажных работ по строительным конструкциям и различному технологическому оборудованию. В этом проекте приводятся опасные зоны с инженерными решениями, обеспечивающими безопасные условия производства работ.

Геодезический контроль правильности монтажа внутри зданий должен производиться с мест, защищенных настилами с козырьками, которые устраиваются по периметру междуэтажных перекрытий в разных ярусах. Для подъема геодезистов на высоту следует, где это возможно, использовать шахтные подъемники, лифты, а где их нет, применять подвесные, навесные и передвижные лестницы с ограждениями и площадками, а при большой высоте — с промежуточными площадками для отдыха. При монтаже многоэтажных промышленных и гражданских зданий для этой цели используют лестничные клетки с маршами, оборудованными временными перилами; самоподъемные люльки, оборудованные ручными и электрическими лебедками. При высоте до 26 м применяют телескопические вышки.

При работе на высоте обязательно закрепляют работающего страховочным поясом за колонны, ригели или монтажные петли бетонных конструкций. При необходимости измерений с установкой инструмента на панель или ригель

для геодезиста должна устраиваться площадка или люлька. Наблюдения должны производиться после закрепления пояса к ригелю. Во время работы сварщиков запрещаются измерения на металлических балках и ригелях, так как они могут быть под напряжением.

Контроль правильности монтажа несущего каркаса должен производиться с мест, расположенных в стороне от опасных зон, не ближе двойной высоты монтируемого сооружения.

При геодезических измерениях на различных стадиях монтажа мостов особую опасность представляют работы на значительной высоте, на узких площадках мостовых опор, поясах ферм и т. п. Для этих работ выделяют рабочих не моложе 18 лет, прошедших специальный медосмотр. До начала монтажа должна быть составлена и утверждена главным инженером строительства инструкция по сигнализации с учетом особенностей предстоящих работ на стройплощадке, которая должна быть изучена всеми работающими.

Геодезистам запрещается находиться в опасных зонах производства погрузочно-разгрузочных работ, вблизи подъемных кранов, погрузочных машин и других механизмов; при работе в цехах подходить вплотную к действующим станкам, механизмам и установкам; во избежание повреждения зрения работать вблизи места производства электросварки или резки металла без предохранительных средств (очки, ширмы). При работах на рихтовке, на профилировании подкрановых путей категорически запрещается ходить по подкрановым балкам. В местах установки инструментов должны быть устроены полки с ограждением и прочными лестницами.

При измерительных работах в тоннелях запрещается прикасаться к троллейному проводу, электропроводам, электродвигателям и пусковым устройствам. Маркшейдерские работники должны быть особенно внимательны и осторожны во время производства работ при обслуживании монтажа эскалаторов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Большаков В. Д., Деймлих Ф., Голубев А. Н., Васильев В. П.* Радио-геодезические и электрооптические измерения. — М.: Недра, 1985.

2. *Инженерная* геодезия/Багратуни Г. В., Ганьшин В. Н., Данилевич Б. Б. и др. — М.: Недра, 1984.

3. *Инженерная* геодезия в строительстве/Разумов О. С., Ладонников В. Г., Ангелова Н. В. и др. — М.: Высшая школа, 1984.

4. *СН—212—73.* Инструкция по топографо-геодезическим работам при инженерных изысканиях для промышленного, сельскохозяйственного, городского и поселкового строительства. — М.: Стройиздат, 1975.

5. *Карлсон А. А., Пик Л. И., Пономарев О. А., Сердюков В. И.* Инженерно-геодезические работы для проектирования и строительства энергетических объектов — М.: Недра, 1986.

6. *Карлсон А. А.* Измерение деформаций гидротехнических сооружений. — М.: Недра, 1984.

7. *Кедров В. С., Пальгунов П. П., Сомов М. А.* Водоснабжение и канализация. — М.: Стройиздат, 1984.

8. *Клюрина Г. И., Осин В. А., Шумилов М. С.* Инженерная подготовка городских территорий. — М.: Высшая школа, 1984.

9. *Левчук Г. П., Новак В. Е., Конусов В. Г.* Прикладная геодезия. Основные методы и принципы инженерно-геодезических работ. — М.: Недра, 1981.

10. *Левчук Г. П., Новак В. Е., Лебедев Н. Н.* Прикладная геодезия. Геодезические работы при изысканиях и строительстве инженерных сооружений. — М.: Недра, 1983.

11. *Лукьянов В. Ф.* Расчеты точности инженерно-геодезических работ. — М.: Недра, 1980.

12. *Маслов А. В., Гордеев А. В., Батраков Ю. Г.* Геодезия. — М.: Недра, 1980.

13. *Неумывакин Ю. К.* Практическое руководство по геодезии для архитектурной службы района. — М.: Недра, 1979.

14. *Пискунов М. Е., Крылов В. Н.* Геодезия при строительстве газовых, водопроводных и канализационных сетей и сооружений. — М.: Стройиздат, 1982.

15. *Руководство* по съемке и составлению планов подземных коммуникаций и сооружений/Леонов В. И., Алейников С. А., Косьнов Б. И. и др. — М.: ЦНИИИС Госстроя СССР, 1979.

16. *Справочник* по геодезическим разбивочным работам/Багратуни Г. В., Лукьянов В. Ф., Сокольский Я. А., Сухов А. Н. и др. — М.: Недра, 1982.

17. *Справочное* руководство по инженерно-геодезическим работам/Под ред. Большакова В. Д., Левчука Г. П. — М.: Недра, 1980.

18. *СНиП 3.01.03—84.* Правила производства и приемки работ. Геодезические работы в строительстве. — М.: ЦНИОМТП Госстроя СССР, 1985.

19. *СНиП III—А.11—70.* Техника безопасности в строительстве. — М.: Госстройиздат, 1970.

20. *Сундаков Я. В.* Геодезические работы при возведении крупных промышленных сооружений и высотных зданий. — М.: Недра, 1980.

21. *Учебное* пособие по геодезической практике/Лукьянов В. Ф., Новак В. Е., Ладонников В. Г. и др. — М., Недра, 1986.

ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

А

Абрис 198
Азимут
— истинный 25
— магнитный 25
Алидада 62
Аэроснимок 40
Аэрофотоаппарат 223
Аэрофототопографическая съемка 223

Б

Базис 224, 230
— фотографирования 212
Бергштрих 36
Биссектриса (элемент круговой кривой) 242

В

Вертикальная планировка 265
Визирная ось трубы 63
Винт
— закрепительный 63
— исправительный 66
— наводящий 63
— подъемный 62
— элевационный 123
Высота
— абсолютная 23
— относительная 23
— сечения рельефа 36

Г

Геодезические сети
— государственные 169
— линейно-угловые 176
— сгущения 170
— съемочные 171
Геоид 17
Горизонт прибора 143
Горизонталь 35
Горизонтальное проложение 29

Д

Дешифрирование снимков 41
Дирекционный угол 25
Долгота географическая 19

З

Засечки линейные 198
— угловые 197
Зрительная труба 63

К

Координаты 18
Координатограф 218
Крутизна ската 37

Л

Лазер 164
Ленты 93
Лимб 61

М

Масштаб
— линейный 32
— поперечный 32
— численный 31
Масштабные частоты 111
Место нуля 88
Меридиан
— географический 24
— магнитный 24
— осевой 24

Н

Невязка
— линейная 186
— превышений 189
— приращений координат 186

О

Отвесная линия 16
Отметка 23

П

Палетка 38, 154
Параллакс 64
Пикет 240
Планиметр 39
Погрешность 46
— коллимационная 77
— систематическая 47
— случайная 49
Превышение 23
Поверхность физическая 17
— уровенная 16
Полигонометрия 175

Р

Рабочие отметки 260
Референц-эллипсоид 18
Румб 26

С

Сближение меридианов 25
Светодальномер 107
Сигнал измерительный 108
— опорный 108
Система высот 23
Система координат
— географических 18
— плоских прямоугольных 19
— полярных 19
Склонение магнитной стрелки 24
Средняя квадратическая погрешность 24
— арифметической середины 57
— единицы веса 60
— измерений 53
Стереокомпаратор 215
Стереопара 213
Строительная сетка 327

Т

Точность масштаба 32
Триангуляция 173
Трилатерация 175

У

Уклон линии 37
Уровенная поверхность 16
Уровень
— цилиндрический 65
— круглый 67

Ф

Фокусирующая линза 63
Фотоплан 225
Фототриангуляция 220
Фототрансформатор 226

Э

Эллипсоид 17
Эксцентриситет алидады 82

Ю

Юстировка 75

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие 3
Введение 5

Часть первая

ОСНОВЫ ГЕОДЕЗИИ И ТОПОГРАФИИ 16

Раздел I. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ 16

Глава 1. **Общие сведения о фигуре Земли, координатах и ориентировании** 16
§ 1. Сведения о форме и размерах Земли 16
§ 2. Системы координат 18
§ 3. Ориентирование линий на местности 24
Глава 2. **Топографические карты, планы, аэрофотоснимки и работа с ними** 28
§ 4. Влияние кривизны Земли на результаты измерений расстояний и высот 28
§ 5. Общие сведения о топографических материалах 29
§ 6. Рельеф местности и его изображение на картах и планах 34
§ 7. Определение площадей по картам и планам 37
§ 8. Общие сведения об аэрофотоснимках 40

Раздел II. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ИЗМЕРЕНИЯ 44

Глава 3. **Общие сведения** 44
§ 9. Основные понятия теории погрешностей измерений . . . 44
§ 10. Измерения и их погрешности 46
§ 11. Классификация погрешностей 47
§ 12. Арифметическая средина 51
§ 13. Оценка случайных погрешностей 52
§ 14. Погрешности функций измеренных величин 54
§ 15. Погрешность арифметической средины 57
§ 16. Неравноточные измерения 58
Глава 4. **Измерения углов** 60
§ 17. Измерение углов на местности 60
§ 18. Основные части теодолита 63
§ 19. Типы теодолитов 71
§ 20. Поверки и юстировки теодолита 74
§ 21. Систематические погрешности измерения горизонтальных углов 79
§ 22. Измерение горизонтальных углов 84
§ 23. Точность измерения горизонтальных углов 85
§ 24. Измерение вертикальных углов 88
§ 25. Общие сведения о высокоточных угловых измерениях 91
Глава 5. **Измерение расстояний** 92
§ 26. Общие сведения 92
§ 27. Землемерные ленты и измерительные рулетки 93
§ 28. Измерение линий мерными приборами 96
§ 29. Вычисление длин линий 99

§ 30. Точность измерения линий мерными приборами 102
§ 31. Нитяный дальномер 105
§ 32. Общие сведения о светодальномерах 107
§ 33. Определение неприступных расстояний 118
Глава 6. **Нивелирование** 119
§ 34. Геометрическое нивелирование 119
§ 35. Нивелиры, нивелирные рейки и знаки 122
§ 36. Поверки и юстировки нивелиров и реек 131
§ 37. Точность определения превышений на станции геометрического нивелирования 137
§ 38. Производство нивелирования 141
§ 39. Тригонометрическое нивелирование 144
Глава 7. **Специальные виды геодезических измерений** . . . 146
§ 40. Створные измерения 146
§ 41. Вертикальное проецирование 149
§ 42. Гидростатическое нивелирование 159
§ 43. Микронивелирование 162
§ 44. Лазерные приборы 164

Раздел III. ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ 168

Глава 8. **Государственные геодезические сети** 168
§ 45. Общие сведения 168
§ 46. Методы построения плановых геодезических сетей 172
§ 47. Классификация государственных геодезических сетей . . 177
Глава 9. **Плановое и высотное обоснование топографических съемок** 179
§ 48. Общие сведения 179
§ 49. Теодолитные ходы 180
§ 50. Нивелирные ходы 187
Глава 10. **Съемка застроенных территорий** 192
§ 51. Общие сведения о топографических съемках 192
§ 52. Горизонтальная съемка 194
§ 53. Высотная съемка 198
Глава 11. **Съемка незастроенных территорий** 199
§ 54. Тахеометрическая съемка 199
§ 55. Нивелирование поверхности 206
Глава 12. **Элементы фотограмметрии** . . 209
§ 56. Общие сведения 209
§ 57. Фототопографические съемки 223

Часть вторая

ГЕОДЕЗИЯ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ 232

Раздел IV. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ 232

Глава 13. **Геодезические работы при инженерных изысканиях** 232
§ 58. Общие сведения 232
§ 59. Геодезические изыскания для строительства 234
§ 60. Общие сведения о геодезических изысканиях трасс линейных сооружений 239
§ 61. Геодезические работы при различных видах изысканий 244
§ 62. Изыскания подземных сооружений 246
§ 63. Поиск и съемка подземных и подводных коммуникаций 251

Глава 14. **Геодезические расчеты при проектировании трасс и вертикальной планировке** 258
§ 64. Геодезические расчеты при проектировании трасс линейных сооружений 258
§ 65. Вертикальная планировка, построение проектных горизонталей 265
§ 66. Геодезические расчеты при проектировании горизонтальных и наклонных площадок 271
Глава 15. **Перенесение на местность проектов планировки и застройки** 276
§ 67. Общие сведения 276
§ 68. Элементы разбивочных работ при перенесении в натуру проектов планировки и застройки 281
§ 69. Перенесение на местность границ землепользований и участков застройки 289
§ 70. Общие сведения о перенесении на местность проектов застройки 293
§ 71. Разбивка основных осей 296
Глава 16. **Геодезические работы при возведении зданий и сооружений** 300
§ 72. Общие сведения 300
§ 73. Геодезическая разбивочная основа на строительной площадке 303
§ 74. Детальная разбивка осей многоэтажных зданий 306
§ 75. Высотная основа при возведении многоэтажных зданий 311
§ 76. Разбивка контура котлована и вычисление объемов земляных работ 314
§ 77. Геодезические работы при монтаже сборных конструкций 317
§ 78. Исполнительные съемки конструкций 321
Глава 17. **Наблюдения за перемещениями и деформациями конструкций зданий и сооружений** 324
§ 79. Общие сведения 324
§ 80. Наблюдения за осадками сооружений 325
§ 81. Наблюдения за горизонтальными перемещениями геодезическими методами 330
§ 82. Наблюдения за горизонтальными перемещениями фотограмметрическим методом 337
§ 83. Определение кренов сооружений 341

Раздел V. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ РАЗЛИЧНЫХ ВИДОВ СООРУЖЕНИЙ 344

Глава 18. **Геодезические работы в промышленном и гражданском строительстве** 344
§ 84. Геодезические работы при возведении гражданских и промышленных зданий и сооружений 344
§ 85. Расчеты точности и назначение допусков на геометрические сопряжения сборных конструкций зданий и сооружений . . . 354
§ 86. Геодезические работы при строительстве прецизионных сооружений 363
Глава 19. **Геодезические работы в гидротехническом строительстве** 367
§ 87. Инженерно-геодезические изыскания 367
§ 88. Геодезические работы при возведении гидротехнических сооружений 373

429

§ 89. Наблюдения за осадками и деформациями гидротехнических сооружений 380
Глава 20. **Геодезические работы в мелиоративном строительстве** 384
§ 90. Сведения о мелиоративных системах 384
§ 91. Геодезические работы при изысканиях и проектировании мелиоративных систем 387
§ 92. Геодезические работы при сооружении гидромелиоративных систем 389
Глава 21. **Геодезические работы при строительстве систем водоснабжения, канализации и теплогазоснабжения** 393
§ 93. Геодезические работы при проектировании 393
§ 94. Геодезические работы при строительстве 399
§ 95. Исполнительные съемки 409

Раздел VI. ОРГАНИЗАЦИЯ И ТЕХНИКА БЕЗОПАСНОСТИ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ 411

Глава 22. **Организация инженерно-геодезических работ в строительстве** 411
§ 96. Организация геодезической службы 411
§ 97. Планирование и финансирование инженерно-геодезических работ 416
Глава 23. **Техника безопасности при инженерно-геодезических работах** 418
§ 98. Техника безопасности при топографо-геодезических изысканиях 418
§ 99. Техника безопасности при выполнении разбивочных работ 419
§ 100. Техника безопасности выполнения геодезических работ при монтаже строительных конструкций и оборудования . . . 422

Список литературы 424

Предметный указатель 425

К 93 Курс инженерной геодезии: Учебник для вузов/Под ред. В. Е. Новака. — М.: Недра, 1989. — 430 с.: ил.

ISBN 5-247-00719-0

Изложены общие сведения по геодезии, даны основные понятия о производстве топографических съемок, картах, об измерениях на местности углов, расстояний и превышений. Наибольшее внимание уделено инженерно-геодезическим работам в строительстве. Подробно рассмотрены основы выполнения геодезических работ при изысканиях, проектировании и перенесении на местность проектов планировки и застройки. Детально изложено геодезическое обеспечение строительства подземных и наземных частей зданий, геодезические работы при монтаже конструкций и оборудования, при наблюдениях за осадками и смещениями сооружений. Описаны технологии геодезических работ в различных видах строительства.

Для студентов вузов строительных специальностей.

К $\frac{1902020000-285}{043\,(01)-89}$ 337—89

ББК 26.1

УЧЕБНОЕ ИЗДАНИЕ

КУРС ИНЖЕНЕРНОЙ ГЕОДЕЗИИ

Заведующий редакцией *Л. Г. Иванова*
Редактор *О. А. Малыхина*
Технические редакторы *С. С. Басипова, Н. В. Жидкова*
Корректор *Л. В. Сметанина*

ИБ № 7373

Сдано в набор 05.04.89. Подписано в печать 28.07.89. Т-06734.
Формат 84×108$^{1}/_{32}$. Бумага книжно-журнальная. Гарнитура Литературная.
Печать высокая. Усл.-печ. л. 22,68. Усл. кр.-отт. 22,68.
Уч.-изд. л. 23,30. Тираж 26 650 экз.
Заказ 740/1472—8. Цена 1 р. 10 к.

Ордена «Знак Почета» издательство «Недра», 125047, Москва, пл. Белорусского вокзала, 3.

Типография № 6 ордена Трудового Красного Знамени издательства «Машиностроение» при Государственном комитете СССР по печати.
193144, г. Ленинград, ул. Моисеенко, 10.